FONDO PIZZOFALCONE

BIBLIOTECA PROVINCIALE

Armadio

Palchetto

Num.° d' ordine

NAZIONALE
B. Prov.
R. BIBLIOTECA
VITT. EM. III
715
NAPOLI

B. Ord
II
715

Digitized by Google

FONTE, FER ET TOLE.

Digitized by Google

TYPOGRAPHIE HENNUYER, RUE DU BOULEVARD, 7. BATIGNOLLES.
Boulevard extérieur de Paris.

609892

FONTE, FER ET TOLE

DE L'APPLICATION

DE LA FONTE, DU FER ET DE LA TOLE

DANS LES CONSTRUCTIONS

PAR

WILLIAM FAIRBAIRN

RECHERCHES EXPÉRIMENTALES

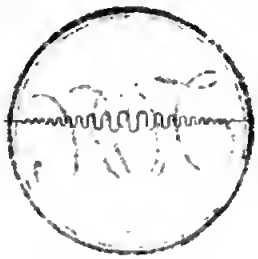
SUR LA RÉSISTANCE

ET LES DIVERSES PROPRIÉTÉS

DE LA FONTE DE FER

PAR

EATON HODGKINSON.



PARIS

VICTOR DALMONT, ÉDITEUR,

Successeur de Carilian-Gœury et Vᵒʳ Dalmont,

LIBRAIRE DES CORPS IMPÉRIAUX DES PONTS ET CHAUSSÉES ET DES MINES,

QUAI DES AUGUSTINS, 49.

1856

Digitized by Google

DE L'APPLICATION

DE LA FONTE

DU FER ET DE LA TOLE

DANS LES CONSTRUCTIONS.

Digitized by Google

TYPOGRAPHIE HENNUYER, RUE DU BOULEVARD, 7. BATIGNOLLES.
Boulevard extérieur de Paris.

DE L'APPLICATION

DE LA FONTE

DU FER ET DE LA TOLE

DANS LES CONSTRUCTIONS

PAR

WILLIAM FAIRBAIRN

INGÉNIEUR,

Membre de la Société royale de Londres, de la Société géologique,
Correspondant de l'Institut de France,
Vice-président de la Société littéraire et philosophique de Manchester, etc., etc.

—

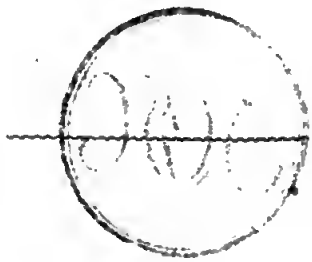
TRADUIT DE L'ANGLAIS, AVEC L'AUTORISATION DE L'AUTEUR

PAR

L. PERRET-PORTA

INGÉNIEUR CIVIL,

Ancien Élève de l'École centrale des Arts et Manufactures.



PARIS

VICTOR DALMONT, ÉDITEUR,

Successeur de Carilian-Gœury et Vᵒʳ Dalmont,

LIBRAIRE DES CORPS IMPÉRIAUX DES PONTS ET CHAUSSÉES ET DES MINES,

QUAI DES AUGUSTINS, 49.

—

1856

Digitized by Google

Digitized by Google

PRÉFACE DE L'AUTEUR.

Dans les pages qui vont suivre, j'ai cherché à résumer nos connaissances pratiques actuelles sur l'emploi du fer combiné avec d'autres matériaux dans la construction des édifices qu'on veut garantir contre les dangers d'incendie. Cette question est d'une haute importance pour le public; et quoique, dans cette étude, j'aie eu le désavantage d'être fréquemment interrompu par des affaires urgentes, et que je n'aie pu lui donner tous les développements que j'aurais désiré, je croirai avoir atteint le but que je m'étais proposé, si j'ai pu lui donner une forme telle que l'ingénieur, l'architecte ou l'entrepreneur puissent le consulter avec quelque fruit. Il est impossible de se dissimuler que bien des exemples même d'édifices les plus récents accusent un manque de jugement complet de la part des constructeurs, et on ne peut que se lamenter en voyant les lois de la résistance des matériaux encore si généralement méconnues. Les expérimentateurs et les mathématiciens ont, en effet, préparé ces connaissances ; mais les praticiens ne les ont que trop souvent négligées dans les applications.

Dans mes remarques sur les poutres en fonte, cette étude a été bien facilitée par les travaux antérieurs de Watt, de Tredgold, de Dulong et de Barlow, et par les expériences concluantes que M. le professeur Hodgkin-

son a faites il y a quelques années dans mes ateliers. La question de la résistance des poutres armées est restée longtemps incertaine et contestée; mais les expériences rapportées dans cet ouvrage, ainsi que les remarquables recherches théoriques de mon ami M. Tate, me conduisent à les rejeter comme insuffisantes et comme présentant une distribution de métal extrêmement vicieuse.

Je pense que la partie la plus importante est celle où l'on recommande la substitution des poutres et poutrelles en fer forgé à celles en fonte, encore généralement employées. J'ai apporté une attention toute particulière dans l'étude de cette question, et j'ai cherché à appuyer de nombreuses expériences ces théories nouvelles dont les applications peuvent amener de notables modifications au système des constructions incombustibles, au double point de vue d'économie et de sécurité.

J'ai donné de nombreux exemples des bonnes conditions où se trouvent placées les poutres en fer forgé, et il ne manque, selon moi, qu'une adoption plus générale de ce système de construction, pour appeler sur ce point l'attention du maître de forge, et pour l'engager à consacrer à cette branche de fabrication les talents et les capitaux qui en feraient rapidement baisser les prix de revient.

J'ai consacré un chapitre séparé à la description succincte du magnifique établissement qui se construit à Saltaire. La grandeur de cette conception, la perfection qui en caractérise tous les détails honoreront la mémoire de M. Salt; et, pour la part qui me concerne, je dois dire que ce n'est pas sans satisfaction que j'ai terminé ma carrière active d'ingénieur par les travaux qui s'y rattachent.

FAIRBAIRN.

TABLE DES MATIÈRES.

PREMIÈRE PARTIE.

Pages.

Des poutres en fonte employées dans la construction des planchers. . . . 1

Notice historique sur les poutres en fonte à nervures. 1

Expériences faites à Leeds en 1824 par l'auteur. 7

Expériences faites à Bradford en 1825 par l'auteur. 9

Expérience de Tredgold. 10

Expériences faites par M. Hodgkinson et l'auteur à Manchester. . . . 11

Tableau des résultats obtenus. 34

Des poutres en fonte avec armatures en fer. 38

Formule empirique pour calculer la résistance des poutres armées. . 50

Comparaison des prix de revient des deux systèmes de poutres. 52

Des poutres armées où les tirants sont attachés au-dessus de la nervure supérieure. 53

Expériences pour déterminer les avantages qu'il y aurait à armer les poutres en fonte de tirants en fer employés comme auxiliaires. . . . 55

Résumé des résultats d'expériences. 59

Remarques générales relatives aux poutres en fonte. 61

Influence de la durée de la charge et de la température sur la résistance des barreaux de fonte. 64

Influence de la durée des charges. 65

Action du temps. 66

Tableaux d'expériences sur des barreaux rectangulaires pour mesurer les effets d'une action prolongée de la charge. 69

Action de la température. 74

Comparaison entre les résistances au choc des fontes à air chaud et à air froid sous diverses températures. 75

Pages.
Procédés pour durcir la fonte.— Expériences.— Cubilots.— Réverbères. 77
Recherches expérimentales sur la résistance des barreaux de fonte des principales usines de la Grande-Bretagne. 84

DEUXIÈME PARTIE.

Des poutres en fer destinées à porter les planchers des édifices, etc. . . 88
Expériences sur la résistance, etc., des poutres en fer. 100
Des poutres en treillis en fer forgé. 125
Expériences pour déterminer la résistance d'une poutre en treillis. . . 126
Formule pour calculer la résistance des poutres en treillis. 130

TROISIÈME PARTIE.

De la construction des entrepôts incombustibles. 133
Fabriques de Saltaire. 181
Epreuves des poutres qui y ont été employées. 186

APPENDICE.

Note I. Observations relatives à divers emplois des poutres. 195
Note II. Rapport sur les causes qui ont amené la destruction d'une filature de coton à Oldham en octobre 1844. 196
Note III. De quelques erreurs de principe et d'application dans la construction des édifices incombustibles. 205
Note IV. Des poutres en cellules et des poutres en double T. . . . 213
Note V. De divers assemblages des poutres et des colonnes en fonte (par le traducteur). 215

FIN DE LA TABLE DES MATIÈRES.

DE L'APPLICATION
DE LA FONTE, DU FER
ET DE LA TOLE
DANS LES CONSTRUCTIONS.

PREMIÈRE PARTIE.

DES POUTRES EN FONTE EMPLOYÉES DANS LA CONSTRUCTION DES PLANCHERS.

Il est impossible de fixer d'une manière précise l'époque à laquelle remonte l'usage de la fonte de fer; mais on cite déjà son emploi dans la fabrication des bouches à feu, peu d'années après qu'on eut inventé la poudre. Du temps de Savery et de Newcomen, la fonte servait à la construction de quelques parties de leurs machines à vapeur et de leurs pompes, et son application aux cylindres à vapeur suivit de près l'invention de ce dernier. A une époque assez éloignée de nous, Smeaton avait compris la valeur de ce métal, et *il y a plus de quarante ans,* nous dit Tredgold, qu'il combattit en ces termes les préjugés qui s'élevaient contre cette matière nouvelle :

« Si l'on m'objecte qu'on n'a pas encore une expé-
« rience suffisante de l'emploi de ces pièces de fonte, j'a-

« jouterai qu'en 1755, c'est-à-dire il y a trente-sept ans, « je les ai introduites dans l'industrie comme des produits « entièrement nouveaux. On s'écriait alors que, si les bois « les plus robustes ne peuvent résister indéfiniment aux ef- « forts auxquels ils sont soumis, on devait en attendre bien « moins encore d'une matière aussi fragile que la fonte. « A cela, il suffira de répondre que ces mêmes pièces « de fonte travaillent encore; que les avantages qu'elles « ont présentés dans le nord de l'Angleterre, où l'on en a « d'abord fait l'essai, en ont généralisé l'emploi, et que « je n'ai pas entendu parler d'un seul cas d'insuccès. »

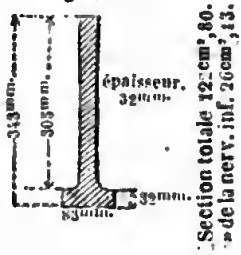
A l'époque où Smeaton écrivait, l'art de couler en fonte était encore très-imparfait, et tout le monde sait à combien d'usages divers la fonte a été appliquée depuis cette époque; mais la résistance de cette matière n'a pas augmenté en même temps que son emploi. Je pense, au contraire, qu'elle a depuis perdu en qualité, ce qu'on doit attribuer non point à un défaut d'habileté de la part des manufacturiers dans la fusion ou dans le traitement des minerais, mais à leur préoccupation d'en abaisser le prix de revient. On peut sans doute produire aujourd'hui des fontes très-tenaces et très-pures, mais ces propriétés sont souvent accompagnées d'autres, qui en rendraient l'usage dangereux pour les poutres et les autres pièces lourdes. Smeaton, Wilkinson [1], Watt, Rennie, Murdoch, Telford et d'autres

[1] Une des applications les plus hardies de cette matière nouvelle est son emploi dans les ponts. L'idée première en paraît due à Th. Farnolls Pritchard, architecte, lors de son séjour à Eyton-Turret, dans le comté de Shrop. Dans ses relations avec feu John Wilkinson, maître de forges de Brosely et Castlehead, il lui fit entrevoir la possibilité de construire de grands arcs en fonte, de portée assez considérable pour donner passage à la Severn, rivière sujette aux inondations. M. Wilkinson examina ce projet avec la plus grande attention, et le mit enfin en exécution, en élevant entre

ingénieurs célèbres, ont fait faire de grands progrès à l'art de couler en fonte de fer et l'ont appliqué à la construction des machines à vapeur, des transmissions de mouvement, des poutres et des machines-outils (1).

Le premier exemple que nous puissions citer, d'une application heureuse des poutres en fonte dans les constructions, c'est la filature incombustible de MM. Philips et Lee de Manchester. Cette fabrique fut bâtie en 1801; MM. Boulton et Watt en avaient dessiné les colonnes et les poutres en fonte, qui avaient au milieu les dimensions de la figure ci-contre.

Fig. 1.



Madeley et Brosely le célèbre pont en métal de Colebrookdale *, qui fut la première construction de ce genre en Angleterre, et probablement dans le monde entier. Le pont fut exécuté par un M. Onions, à quelques modifications près, sur les plans de M. Pritchard, sous la direction et aux frais de MM. Darby et Reynolds, des forges de Colebrookdale. M. Pritchard est mort en octobre 1777. Il avait fait plusieurs dessins ingénieux, pour montrer comment on peut élever des voûtes en briques et en pierre, sur des cintres en fonte, devant former partie intégrante de la construction. Ces dessins sont aujourd'hui entre les mains de l'un de ses petits-fils, M. John White, du comté de Devon, auquel je dois ces détails.

(*Note de l'auteur.*)

(1) Il y a plus de vingt ans que, lors de l'une de mes visites à Soho, près de Birmingham, M. W. Murdoch me montra une des premières roues coniques en fonte qui aient été construites; elle servait alors à porter le cadran solaire sur la façade de la maison d'habitation. Si j'ai bon souvenir, elle avait été fondue dans le comté d'Ayr, d'après les modèles faits par M. W. Murdoch ou par son père, qui était à la fois meunier et constructeur de moulins. (*N. de l'A.*)

* Le pont de Colebrookdale, construit en 1779, a une largeur de 7m,92 entre les parapets. Il est formé de cinq arcs en fonte de 30m,63 de portée et de 13m,72 de flèche; ces arcs ont chacun 0m,229 de haut et une section rectangulaire de 302cm²,89. La chaussée est portée par une plate-forme en fonte reposant sur les arcs par l'intermédiaire des tympans, aussi en fonte. Les naissances des arches sont à 3m,05 au-dessus du niveau des basses eaux.

(*Note du traducteur.*)

Cette poutre (fig. 1) fut la première de cette espèce qui ait été fondue, et si l'on tient compte du peu de connaissances que l'on possédait alors sur cette matière, on trouvera qu'elle fait le plus grand honneur aux talents de ces ingénieurs. Si, en l'absence d'expériences directes, nous appliquons à cette poutre la formule de M. Hodgkinson, nous voyons que Watt était arrivé assez près des meilleures proportions à donner à une poutre devant présenter, sous un poids donné de métal, une résistance maxima [1].

La filature consiste en un grand bâtiment de sept étages, ayant 43^{m} environ de long sur 13^{m} de large. La surface des planchers, à chaque étage, est d'environ 532$^{m^2}$, et les poutres en fonte qui traversent le bâtiment de mur en mur, à une distance d'axe en axe de 2^{m},74, sont divisées en trois longueurs A, A et B, comme on peut le voir dans le plan et dans la coupe verticale, fig. 3 et 4.

---

(1) En effet, d'après la formule de M. Hodgkinson, nous aurions :

$$P = \frac{4,09 \times 26,2925 \times 33,65}{426,7} = 8,5 \text{ tonnes.}$$

Si l'on suppose, en second lieu, qu'on eût donné à la pièce la section de résistance maxima, en employant le même poids de métal (*fig.* 2), la nervure inférieure aurait une section de 48^{cm},3852, ce qui donnerait : $P = \frac{4,09 \times 48,3852 \times 33,5}{426,7} = 15,6$ tonnes environ, c'est-à-dire une résistance double de celle de la première poutre.

Fig. 2.

Cependant il est probable que la poutre de MM. Boulton et Watt aurait pu porter plus de 10^{T},16, à cause de la grande épaisseur de la partie verticale, qui, comme nous le verrons ci-après, est presque double de l'épaisseur de la tige de la poutre de résistance maxima. (*N. de l'A.*)

Fig. 3.

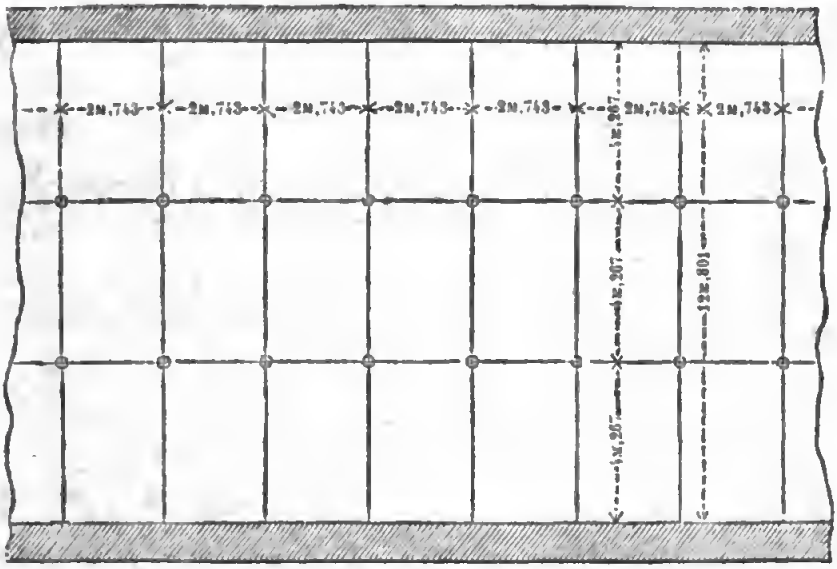
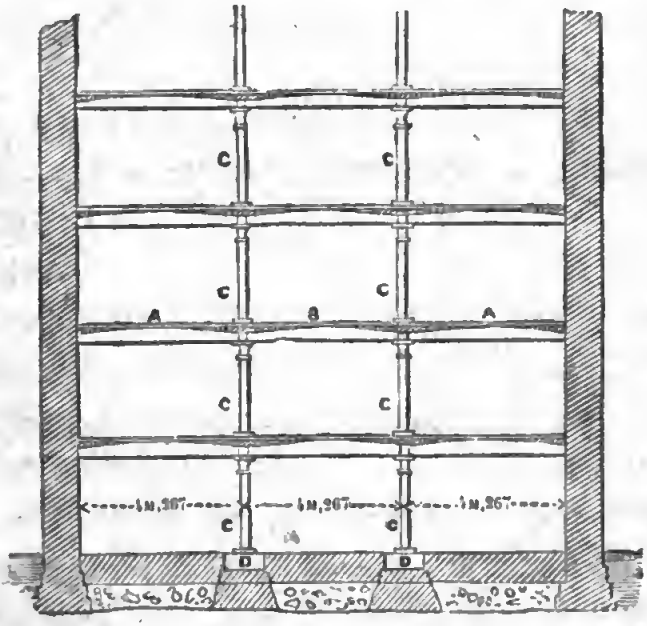


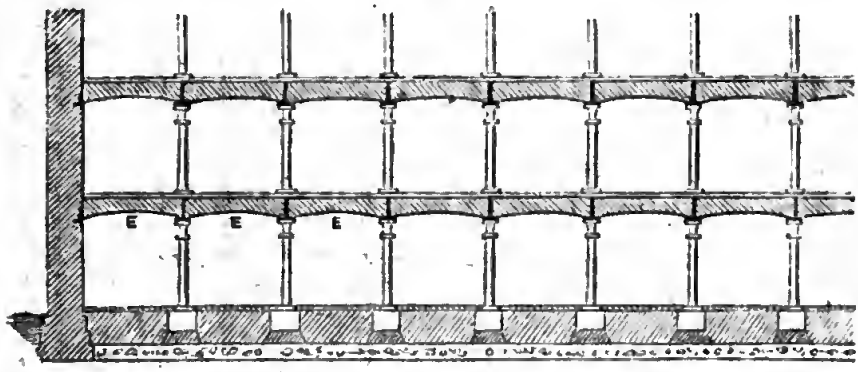
Fig. 4.



La fig. 5 est une coupe longitudinale d'une partie des fondations et des premiers étages de l'usine, avec les poutres et les voûtes qu'elles supportent. Les voûtes

E, E, E, ont une épaisseur de 0m,229 aux naissances, de 0m,184 sur une certaine longueur de l'arc à droite et à

Fig. 5.



gauche, et de 0m,114 ou d'une demi-brique à la clef. En résumé, cet essai, si l'on tient compte de l'époque, eut un succès complet, et ce fut le premier pas de fait dans ce système de construction à l'épreuve de l'incendie, qui caractérise aujourd'hui les districts manufacturiers de la Grande-Bretagne.

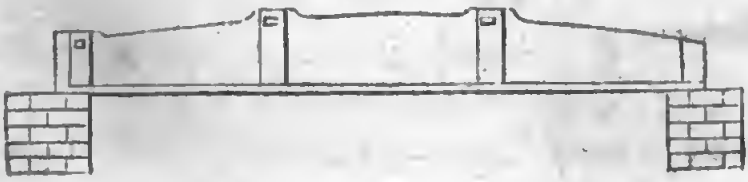
De 1801 à 1824, on n'apporta que peu ou point de modifications à cette forme de poutres, et, pendant un quart de siècle, l'usine de MM. Philips et Lee fut considérée comme le modèle à suivre dans les constructions de cette espèce. En 1827, M. Hodgkinson commença, dans mes ateliers à Manchester, ses recherches bien connues sur la résistance des poutres métalliques, et il continua avec succès, pendant plusieurs années, les expériences qui y avaient rapport. L'économie de matière était d'une importance si évidente, et la méthode d'expérimentation était si rationnelle, que, dès le premier abord, on mit à sa disposition les ressources nécessaires à l'étude la plus complète de cette question. Les résultats de ces expériences sont consignés dans les mémoires impor-

tants insérés dans le 5e volume des *Mémoires de la Société philosophique de Manchester*.

Avant les recherches de M. Hodgkinson, j'avais eu à construire plusieurs bâtiments incombustibles importants, et entre autres fabriques celle de MM. Gott, à Leeds, et celle de M. Wood, à Bradford. Comme j'avais des doutes sur la sécurité des poutres en fonte, on entreprit une série d'expériences en grand, pour s'assurer du degré de confiance qu'on pouvait placer dans ce mode de construction. Les résultats de ces expériences que nous donnons ici montraient que, pour obtenir une plus grande résistance transversale que dans la poutre de Boulton et Watt, il fallait augmenter la section de la nervure inférieure. Dans ces expériences, j'ai cru nécessaire, pour arriver à des résultats exacts, de mesurer les flèches successives, au fur et à mesure des charges. Pour y arriver, on empilait des poids sur une plate-forme suspendue au centre de la poutre; l'appareil de suspension avait une extrémité libre, qui permettait de mettre en place et de déplacer à volonté la poutre, et on abaissait ou élevait les charges au moyen d'un étrier et d'une vis. La figure ci-dessous représente l'élévation latérale de la poutre, dont la nervure au bas avait, comme d'ordinaire, une largeur et une épaisseur uniformes dans toute la longueur.

EXPÉRIENCES FAITES A LEEDS, EN 1824.

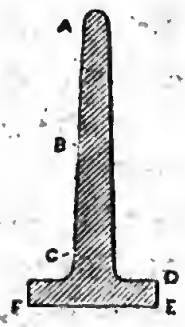
Fig. 6.



PREMIÈRE POUTRE.

	m.
Distance entre les points d'appui.	4,267
Hauteur de la poutre au milieu.	0,380
» aux extrémités	0,241

Fig. 7.



	k.
Poids de la pièce (c'est une moyenne entre les poids de plusieurs poutres du même modèle).	394
Dimensions transversales en cm. :	cm.
Epaisseur en A	0,79
» en C	2,54
» en DE.	2,54
» en FE.	12,70

Charges.	Flèches.	
kil.	mm.	
4570	5,3	
6094	7,1	
10156	12,2	Un peu de gauche.
11375	13,6	L'extrémité supérieure de la poutre s'est jetée d'une quantité notable en dehors du plan vertical.
12696	16,9	La flexion latérale avait beaucoup augmenté, et la pièce menaçait de rompre.

Les expériences relatives à la deuxième poutre, quoique exécutées avec beaucoup de soin, n'ont pu être accompagnées de la même exactitude que celles qu'on a faites plus tard à Leeds et à Bradford.

DEUXIÈME POUTRE.

	m.
Distance entre les points d'appui.	4,877
Hauteur de la poutre au milieu.	0,381
» » aux extrémités	0,254

Dimensions transversales en cm.

	cm.
Epaisseur en A.	2,22
» en C.	3,49
» en DE	3,49
» en FE	15,24

Charges. kil.	Flèches. mm.
6094	5,1
8379	7,1
11170	10,2
13456	12,1
16250	14,0
18536	17,1
21328	21,6
23360	La pièce s'est rompue après avoir porté la charge pendant deux heures.

EXPÉRIENCES FAITES A BRADFORD, EN 1825.

TROISIÈME POUTRE.

	m.
Distance entre les points d'appui.	7,134
Hauteur de la poutre au milieu.	0,457
» » aux extrémités.	0,292

Dimensions transversales en cm.

	cm.
Epaisseur en A.	2,54
» en C.	3,81
» en DE	3,81
» en FE	15,24

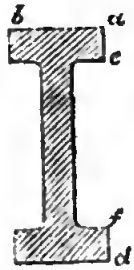
Charges. kil.	Flèches. mm.
13202	29,5
18282	31,7
19297	La pièce s'est brisée sous cette charge, après l'avoir portée quelque temps.

Les expériences que nous venons de rapporter, et celles que M. Hodgkinson a données plus tard dans son Mémoire, peuvent être regardées comme les premières tentatives qui aient été faites pour améliorer la forme des poutres en fonte, depuis leur introduction à la filature de MM. Philips et Lee. Vers la même époque, en 1824, Tredgold publia la seconde édition de son ouvrage sur la force du fer, et ses expériences sur la fonte ont dû précéder

cette publication de deux ou trois ans. Nous rapporterons ici la seule expérience qui se rapporte directement au sujet qui nous occupe.

Une poutrelle en fonte, fig. 8, à nervures égales, ayant les dimensions suivantes :

Fig. 8.



	M.
Hauteur de la poutre au milieu	= 0,229
Hauteur entre nervures. . .	= 0,190
Largeur des nervures. . . .	= 0,051
Epaisseur de la tige. . . .	= 0,019

fut posée sur des supports écartés de $5^{m},791$, d'abord dans la position qu'elle devrait occuper, ensuite renversée sur le côté. On mesura les flèches dues au poids propre de la portion de la poutre entre les supports, ou 245 kil., et on trouva pour la pièce placée de champ une flèche de $1^{mm},9$, pour la pièce à plat $88^{mm},9$. Mettant donc ces valeurs dans des formules de comparaison analogues à celle qui lui a donné la valeur d'un multiplicateur constant, pour le calcul des charges à faire supporter aux barres de fonte avec une flèche égale au $\frac{1}{480}$ de la longueur de la pièce, et qui lui a servi à comparer les fontes de provenances et d'échantillons divers, il en tire des multiplicateurs constants, qui, pour les poutres en double T, diffèrent peu de la constante des tables des barres carrées, et il en conclut que la poutre à nervures égales se trouve dans de bonnes conditions de résistance (1).

(1) Nous avons abrégé tout ce paragraphe, qui n'a d'intérêt que pour les personnes auxquelles l'usage du Tredgold est très-familier. Elles trouveront dans cet auteur (*Strength of Cast-Iron*) la citation que M. Fairbairn lui a empruntée. (*N. du Tr.*)

Nous regrettons que Tredgold n'ait pas chargé la poutre jusqu'à la rupture, et se soit contenté de mesurer la flèche due au poids propre de la pièce. Tredgold ayant adopté le profil à nervures égales en haut et en bas, et ayant recommandé cette forme comme celle de plus grande résistance, je vais montrer ici l'inexactitude de ses conclusions et rappeler les améliorations successives qui y ont été apportées depuis, en citant quelques-unes des expériences les plus intéressantes de M. Hodgkinson, à qui la science et le public sont assurément redevables de la forme de plus grande résistance (¹).

Expérience I (²).

POUTRE A DEUX NERVURES ÉGALES.

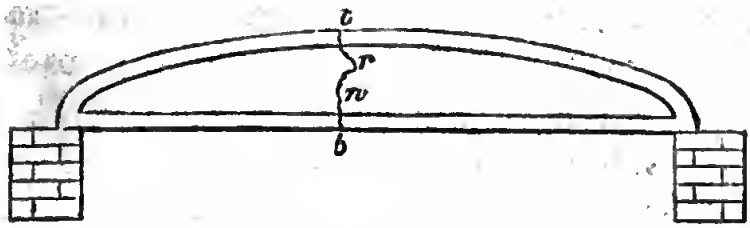
		m.	Fig. 9.
Distance entre les points d'appui.		1,372	
Hauteur de la poutre.		0,130	
Dimensions transversales à la ligne de rupture en cm.			
Section de la nervure supérieure	= 4,445 × 1,067	= 4,7418 cm².	
Section de la nervure inférieure.	= 4,496 × 0,991	= 4,4534	
Epaisseur de la tige ou de la partie verticale entre les nervures.		= 0,737 cm.	
Section totale.		= 18,1929 cm².	
Poids de la pièce.		= 11,44 k.	
Charge de rupture		= 3028	

(¹) Les extraits du travail de M. Hodgkinson, inséré dans les Mémoires de la Société philosophique de Manchester, sont renfermés entre les pages 11 à 31.

(²) Les sections par le milieu des poutres, dans les figures qui accompagnent les expériences suivantes, sont toutes dessinées au quart de leurs dimensions linéaires. (*N. de l'A.*)

La ligne de rupture a suivi la ligne brisée *bnr*, fig. 10,

Fig. 10.



dans laquelle $tr = 1^{cm},52$ et $bn = 6,35$.

On trouvera la résistance par cm^2 de section transversale, en divisant la charge de rupture par la section totale, ce qui donne $\frac{3028^k}{18,1929} = 166^k,4$. Comme cette quantité peut servir de mesure à la résistance de chaque poutre, nous nous en servirons pour comparer les poutres de même longueur et de même hauteur; c'est le cas dans lequel se trouvent les vingt-deux premières expériences [1].

---

[1] Dans l'ouvrage de l'auteur sur les ponts tubulaires, on rencontre la formule suivante :

$$P = kC\frac{sh}{l} \quad (1).$$

s étant la section de la poutre en cm^2;

h la hauteur en cm;

l la distance des points d'appui, aussi en cm;

C un coefficient qu'on a déterminé, par expérience, pour chaque espèce de poutre;

k un coefficient de réduction pour transformer les mesures anglaises en mesures métriques.

Nous en tirons :

$$C = \frac{Pl}{ksh} \quad (2),$$

valeur qui, déterminée pour différentes formes de poutres, nous donnera la mesure de leurs résistances.

Mais, entre des poutres de même longueur et de même hauteur, le rapport deviendra : $C = \frac{P}{s}$ (3),

En comparant cette poutre avec la poutre de l'expérience IV, qui a porté $181^k,6$, par cm^2, nous trouvons que la première avait une résistance plus faible de $181,6 - 166,4 = 15^k,2$ par cm^2; elle était donc de $\frac{15,2}{181,6}$ ou de $\frac{1}{12^e}$ environ plus faible que la poutre à simple nervure (fig. 13).

La poutre à nervures égales est celle que Tredgold a représentée comme ayant la section de plus grande résistance, dans les limites d'élasticité du métal. Les expériences subséquentes nous montreront aisément qu'il était dans l'erreur.

Expérience II.

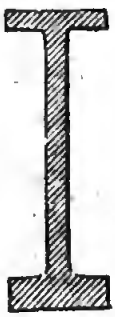
POUTRE A DEUX NERVURES, LA NERVURE INFÉRIEURE AYANT UNE SECTION DOUBLE DE CELLE DE LA NERVURE SUPÉRIEURE.

	m.
Distance entre les points d'appui	1,372
Hauteur de la poutre.	0,130

Dimensions transversales en cm.

	cm.	cm².
Section de la nervure supérieure	= 4,420 × 0,604 =	3,0579
Section de la nervure inférieure.	= 4,521 × 1,397 =	6,3159
		cm.
Epaisseur de la tige ou partie verticale . .	=	0,762
		cm².
Section totale.	=	18,5154
		k.
Poids de la pièce.	=	17,68
Charge de rupture	=	3341^k

Fig. 11.



La poutre s'est rompue à environ $0^m,025$ du milieu de

---

c'est-à-dire que les résistances de ces poutres seront entre elles comme les charges de rupture divisées par les sections correspondantes.

(*N. de l'A.*)

la longueur, la partie supérieure obliquant dans cette direction.

La configuration de la fracture était à peu près la même que dans l'expérience n° I ; ici on avait $tr = 1^{cm},4$ (Voir fig. 10).

La résistance par cm² de section s'obtiendra comme plus haut, et sera de $\frac{3341}{18,5154} = 180^k,4$ par cm². En comparant ce résultat avec celui de l'expérience IV, où la poutre a porté $181^k,6$ par cm², nous avons une différence en moins de $181^k,6 - 180^k,4 = 1^k,2$. Le profil n° II est ainsi de $\frac{1,2}{181,6}$ ou de $\frac{1}{151}^e$ environ plus faible que le profil n° IV.

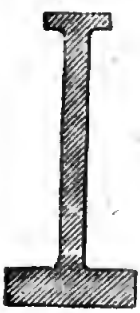
Expérience III.

POUTRE A DEUX NERVURES, DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES COMME 1 A 4.

	m.
Distance entre les points d'appui	1,372
Hauteur de la poutre.	0,130

Dimensions transversales en cm.

Fig. 12.



	cm.	cm².
Section de la nervure supérieure	= 2,718×0,762 =	2,0709
Section de la nervure inférieure.	= 5,334×1,448 =	7,7223
		cm.
Epaisseur de la tige.	=	0,813
Section totale.	=	19,4831
		k.
Poids de la pièce.	=	18,14
		mm.
Flèche *maxima* plus de.		6,5
Charge de rupture	=	3750^k

La pièce s'est rompue très-près du milieu.

La résistance par cm² de section sera

$$= \frac{3750}{19,4831} = 192^k,5.$$

La poutre n° IV a porté 181,6 : la différence en faveur de la première est donc de $192,5 - 181,6 = 10^k,6$ par cm² ; l'augmentation de résistance obtenue est donc de $\frac{10,9}{181,6}$ ou de près de $\frac{1}{17}$e.

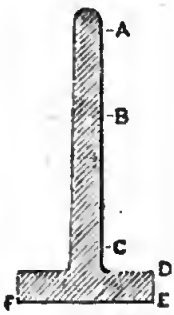
Expérience IV.

POUTRE A SIMPLE NERVURE, SUR LE MODÈLE ADOPTÉ D'ABORD PAR MM. FAIRBAIRN ET LILIE.

Distance entre les points d'appui, et hauteur de la poutre, comme précédemment.

Dimensions transversales en cm.

Fig. 13.



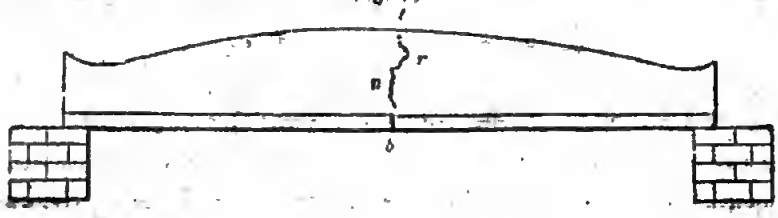
		cm.
Epaisseur en A.	. . . . .	= 0,813
» en B.	. . . . .	= 1,118
» en C.	. . . . .	= 1,194
» en FE.	. . . . .	= 5,766
» en DE.	. . . . .	= 1,321
		cm².
Section totale	. . . . .	= 20,6444
		k.
Poids de la pièce	. . . . .	= 18,37
		mm.
Sous la charge de 2611k, la flèche était de.	. . . . .	6,35
» » 3226.	. . . . .	9,40

Charge de rupture=3750

La poutre s'est un peu tordue avant de se rompre ; ce fait ne s'est pas présenté avec les autres poutres du même modèle.

La figure 14 indique la forme de la fracture $tr = 1^{cm},5$.

Fig. 14.



La résistance par cm² de section est ici de

$$\frac{3750}{20,6444} = 181^k,6.$$

Toutes les expériences qui précèdent ont été faites sur des poutres coulées à plat avec une fonte dont voici la composition :

$\frac{1}{3}$ Blaina n° 2
$\frac{1}{3}$ Blaina n° 3 } (fonte de Galles).

$\frac{1}{3}$ fonte à la marque W SS (Comté de Shrop) (¹).

Ce mélange donne une fonte tenace, qui, par conséquent, convient bien pour des poutres.

Expérience IX.

POUTRE A DEUX NERVURES, DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES COMME 1 A 4 $\frac{1}{2}$ ENVIRON.

Écartement des supports et hauteur de la pièce, comme précédemment.

Dimensions transversales en cm.

Fig. 15.

	cm.	cm.	cm².
Section de la nervure supérieure . . .	= 2,667 ×	0,864 =	2,3031
Section de la nervure inférieure . . .	= 7,823 ×	1,295 =	10,1338
			cm.
Epaisseur de la tige.			= 0,775
			cm².
Section totale			= 21,7411
			k.
Poids de la poutre.			= 20,29
Charge de rupture.			= 4864ᵏ

(¹) Les nos 1, 2, 3, etc., par lesquels les Anglais ont coutume de distinguer les différentes espèces de fontes, indiquent le nombre de fusions que cette matière a subies. En général, le n° 1 est une *fonte noire*, à gros grains, tendre et sans beaucoup de ténacité ; le n° 2 est la *fonte grise*, la meilleure pour les pièces de machines et celles qui demandent de la résistance ; le n° 3 est la *fonte blanche*, très-dure et très-cassante, c'est celle qui convient aux boulets de canon, aux pièces grossières, etc. (*N. du Tr.*)

La poutre s'est rompue par extension à $10^{cm},16$ du milieu, mais la fracture s'inclinait de ce côté, et il paraît y avoir eu une petite soufflure dans la nervure inférieure, au point de rupture. Ici $tr = 1^{cm},524$ (voir fig. 12).

La résistance de rupture par cm^2 de section est donc

$$\frac{4864}{21,7411} = 223^k,7.$$

En comparant ce résultat avec celui de l'expérience X, on trouve une différence en faveur de la première de $223,7 - 196,2 = 27^k,5$ par cm^2.

On a donc gagné en résistance $\frac{27,5}{192,5}$, ou environ $\frac{1}{7}^e$.

Observation. Quoique cette poutre eût la nervure inférieure plus forte que les précédentes, elle s'est encore brisée sous un effort de traction, ou, comme le montre la fracture, elle s'est déchirée d'abord à la partie inférieure ; car elle n'a été ni écrasée ni soulevée en coin à la partie supérieure. J'avais déjà fait la même remarque dans les expériences précédentes. En renforçant la nervure supérieure, on a gagné en résistance $\frac{1}{7}^e$ sur la poutre à une seule nervure, et il est probable qu'on aurait pu encore ajouter de la fonte en ce point, sans craindre de la voir se briser par compression ; car, dans aucun cas, si l'on en excepte celui de la poutre à une seule nervure, qui s'est quelquefois tordue avant de se rompre, il n'y a eu d'indices d'une compression excessive. Ce point de vue est confirmé par les expériences qui suivent.

Expérience X.

POUTRE A SIMPLE NERVURE, FONDUE DE CHAMP, MAIS RETOURNÉE, COMME CELA SE FAIT ORDINAIREMENT.

Cette poutre, comme les autres, avait le même profil que la poutre n° IV.

Distance entre les points d'appui, comme précédemment.

Dimensions transversales en cm.

(Voir fig. 13, Exp. IV.)

		cm.
Epaisseur en A	=	0,737
» en B	=	1,089
» en C	=	1,168
» en FE	=	5,842
» en DE	=	1,346
		cm².
Section totale	=	20,3863
		k.
Poids de la pièce	=	18,36
Charge de rupture	=	4000k

La poutre s'est brisée à une distance du milieu de la longueur égale à $3^{cm},81$.

Fracture de même forme que dans l'expérience IV; $bn = 5^{cm},71$ et $tr = 2^{cm},03$ (fig. 14).

La résistance par cm² de section est donc

$$\frac{4000}{20,3863} = 196^{k},2 \text{ (1)}.$$

(1) Les poutres qui ont servi aux expériences IX et X, se sont brisées entre les supports, en deux points éloignés de $1^{m},219$, à cause de défauts près des extrémités de ces pièces. On a cependant replacé la charge au centre, en rapprochant les points d'appui de $7^{cm},620$ de chaque côté. Les charges de rupture réelles ont été alors 5472 k. et 4501 k. ; celles que nous avons données plus haut ont été rapportées par le calcul à un écartement fixe de $1^{m},372$ entre les supports ; c'est la raison qui nous a fait négliger les flexions correspondantes. (*N. de l'A.*)

Dans les expériences qui suivent, la nervure inférieure a été renforcée dans une proportion considérable, d'après l'observation faite à propos de l'expérience IX; mais, pour que la nervure supérieure ne fût pas soumise à un effort excessif, et de peur que, par sa compression, le point d'application de la charge ne s'abaissât, on a aussi renforcé légèrement cette partie.

On a ainsi renforcé graduellement la nervure inférieure, jusqu'à ce qu'on arrivât à faire rompre la poutre par compression ou par le soulèvement d'un coin; arrivés à ce point, nous obtiendrons peut-être le profil de résistance maxima pour une hauteur et une section données.

Expérience XI.

POUTRE A DEUX NERVURES DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES COMME 1 A 4 ENVIRON.

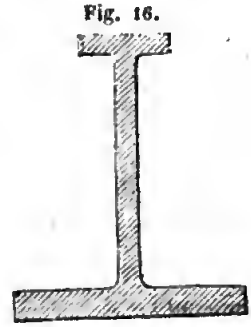
Cette poutre est sur le modèle de la poutre n° IX, dont on a modifié les nervures d'après les observations précédentes.

Distance entre les points d'appui et hauteur comme plus haut.

Dimensions transversales en cm.

Section de la nervure supérieure	= 4,064 × 0,800	= 3,2515 cm².
» » inférieure	= 10,566 × 1,346	= 14,2240
Epaisseur de la tige	= 0,965 cm.	
Section totale	= 29,0311 cm².	
Poids de la pièce.	= 25,8 k.	
Flèche sous une charge de 5072k .	= 10,160 mm.	
» » » 5757 .	= 11,430	
» » » 6215 .	= 13,208	
Charge de rupture.	= 6557k	

Fig. 16.



La pièce s'est rompue par traction à $2^{cm},54$ du milieu; $bn = 6^{cm},35$ (fig. 10).

La résistance par cm² de section est donc

$$\frac{6557}{29,0311} = 225^{k},9.$$

En comparant ce résultat avec celui de l'expérience XIII, où la poutre s'est rompue sous une charge de $189^{k},3$ par cm² de section, nous trouvons un excédant de résistance, en faveur de la première, égal à $225,9 - 189,3 = 36^{k},6$ par cm², ou un gain en résistance de $\frac{36,6}{189,3}$ ou d'environ $\frac{1}{5}^{e}$.

On peut aussi se rendre compte des avantages respectifs des divers profils pour les poutres de même longueur et de même hauteur, en rapportant leurs résistances aux poids des pièces [1]. Ainsi, la poutre n° XI, en lui supposant la même résistance par kil. de métal qu'à la poutre n° XIII, qui a porté 4054^{k} et qui pesait $18^{k},54$,

---

[1] En effet, soient :

p le poids d'une poutre de section uniforme dans toute sa longueur,

d la densité de la fonte,

Nous aurons, d'après la formule de l'expérience I, p. 12, en posant $kC = K$:

$$P = \frac{Ksh}{l}$$

et $$p = sld;$$

d'où $$\frac{P}{p} = \frac{Kh}{l^2 d} \text{ ou } \frac{K'h}{l^2} \text{ en faisant } K' = \frac{K}{d};$$

d'où $$K' = \frac{P}{p} \cdot \frac{h}{l^2}.$$

La valeur de K' déterminée, par expérience, pour chaque forme de poutre, nous permettra de mesurer sa résistance relative.

Entre deux poutres de même hauteur et de même longueur, on aura la relation :

se serait rompue sous une charge de $\frac{25,8 \times 4054}{18,54} = 5626^k$. Mais elle a porté 6557^k : il y a donc un excédant de $6557 - 5626 = 931^k$, ce qui représente un gain en résistance de $\frac{931}{5626}$ ou de $\frac{1}{6}^e$ environ.

Expérience XII.

POUTRE A DEUX NERVURES DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES COMME 1 A 5 1/2 ENVIRON.

Cette poutre ne diffère de la précédente que par la plus grande section donnée à la nervure inférieure.

Même écartement des supports que précédemment.

Dimensions transversales en cm.

Section de la nervure supérieure	= 3,962 (cm.) × 0,800 (cm.)	= 3,1702 (cm².)
» » inférieure	= 13,132 × 1,422	= 18,6799
Epaisseur de la tige.		= 0,864 (cm.)
Section totale		= 3,2257 (cm².)
Poids de la pièce		= 30,49 (k.)

$$\frac{K'}{K_1} = \frac{\frac{P}{p}}{\frac{P_1}{p_1}} = \frac{Pp_1}{P_1 p},$$

formule qui donne le rapport des résistances de deux poutres de même longueur et de même hauteur.

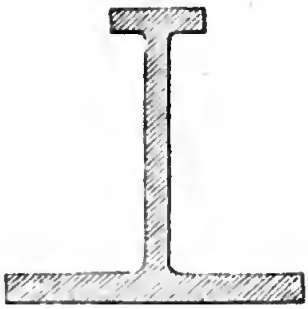
En appliquant cette formule à l'exemple ci-dessus, on aura :

$$\frac{K'}{K_1} = \frac{6557 \times 18,59}{4054 \times 25,8} = 1,1652 \text{ ou près de } 1\frac{1}{6}^e,$$

l'augmentation de résistance est donc d'environ $\frac{1}{6}$. *(N. de l'A.)*

Charges en kil.	Flèches en mm.
k.	mm.
3758	6,096
5757	8,635
6215	10,160
6443	10,668
6900	11,430
7129	12,192
7357	12,446
7586	13,462

Fig. 17.



Sous cette dernière charge, la poutre s'est rompue après quelques minutes. La pièce s'est brisée sous un effort d'extension, très-près du milieu de sa longueur.

La résistance par cm² de section est donc

$$\frac{7586}{3,2257} = 235^{k},2.$$

En comparant cette poutre à celle de l'expérience XIII, nous avons un excédant de résistance par cm² de $235,2 - 189,3 = 45^{k},9$. Ainsi, la poutre qui nous occupe a une résistance plus grande de $\frac{45,9}{189,3}$ ou de $\frac{1}{4}$ environ.

En faisant la comparaison par les résistances par unité de poids des pièces, on a la proportion suivante :

$$41^{k} : 8942^{k} :: 67,25 : 6649.$$

La différence en faveur de la première poutre est de $7589 - 6649 = 937^{k}$; on obtiendrait, avec le même poids de métal, une résistance plus grande de $\frac{937}{6649}$, ou de $\frac{1}{7}^{e}$ environ. Ce dernier résultat est bien inférieur à celui que donne l'autre mode de comparaison; cela tient au grand poids de la nervure inférieure, qui a les mêmes dimensions sur toute sa longueur de $1^{m},524$.

Expérience XIII.

POUTRE A SIMPLE NERVURE, SUR LE MÊME MODÈLE QUE LES PRÉCÉDENTES.

Distance entre les supports, comme plus haut.

Dimensions transversales en cm.

(Voir fig. 13, expérience IV.)

		cm.
Epaisseur	en A.	= 0,737
»	en B.	= 1,079
»	en C.	= 1,346
»	en DE	= 1,435
»	en FE	= 5,943
		cm².
Section totale		= 21,4185
		k.
Poids de la pièce		= 18,59

Charges.	Flèches.
k.	mm.
3445	10,160
3851	10,922
4054	11,938

Sous cette dernière charge, la poutre se brisa à $0^{cm},38$ du milieu, après l'avoir portée pendant quelques minutes.

La résistance par cm² de section est donc

$$\frac{4054}{21,4185} = 189^{k},3.$$

Expérience XIX.

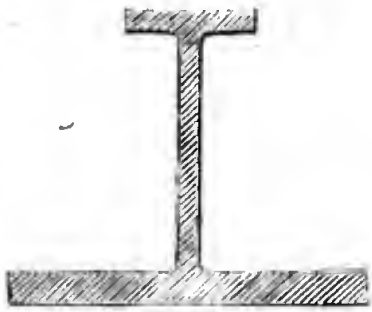
POUTRE A DEUX NERVURES DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES COMME 1 A 6 ENVIRON.

	m.
Distance entre les points d'appui	= 1,372
Hauteur de la poutre, comme ci-dessus	= 0,130

Dimensions transversales en cm.

	cm.	cm.	cm².
Section de la nervure supérieure =	5,918 ×	0,787 =	4,6598
» » inférieure =	16,941 ×	1,676 =	28,4002
			cm.
Epaisseur de la tige. . =			0,676
			cm².
Section totale. . . . =			41,2887
			k.
Poids de la pièce. . . =			32,19

Fig. 18.



Cette poutre s'est brisée au milieu, sous un effort de compression, sous une charge de 11827^k, par la séparation d'un coin à la partie supérieure.

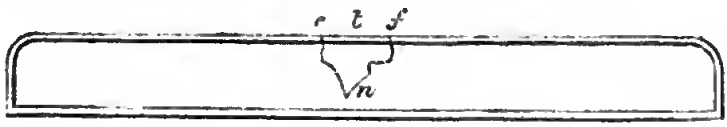
Les poids avaient été placés graduellement sur la pièce, et la poutre avait porté pendant un temps assez long, près d'une heure, une charge très-rapprochée de la charge de rupture.

La forme de la fracture et du coin est représentée en élévation latérale dans la fig. 19. Le coin *enf* a les dimensions suivantes :

$$ef = 12^{cm},95, \quad tn = 9^{cm},91,06 ;$$

l'angle *enf* est de 82° au sommet du coin.

Fig. 19.



La résistance par cm² de section est de

$$\frac{11827}{41,2887} = 286^k,8.$$

et, par conséquent, beaucoup plus considérable que celle des poutres précédentes.

En comparant ce résultat avec celui de la poutre ordinaire du n° XIII, qui a été fondue dans la même coulée et a porté une charge de $202^k,8$ par cm^2, nous avons un excédant de résistance de $286,8 - 202,8 = 84^k$ par cm^2.

L'augmentation de résistance que donne le profil n° XIX est ainsi de $\frac{84}{202,8} = 0,41$ ou de plus de $\frac{2}{5}$es.

La quantité de métal économisé serait donc de

$$\frac{84}{286,8} = 0,292 \text{ ou de presque } \frac{3}{10}\text{es}.$$

Si nous comparons la résistance de cette poutre et de la précédente par leurs poids, nous trouvons une économie de métal de 0,377, ce qui provient de la forme de la poutre et de son profil.

Ainsi, en ajoutant constamment de la fonte à la nervure inférieure, nous sommes arrivés au point où la nervure supérieure ne peut plus résister à la compression; mais il a fallu pour cela que la nervure inférieure eût beaucoup plus du double de matière que le reste de la poutre, le rapport de la nervure inférieure au reste de la poutre étant ici de 41,3 à 12,9, et le rapport entre les deux nervures de 6 à 1. Cependant la nervure inférieure ne donnait encore aucun signe d'écrasement, ni de faiblesse. La rupture avait eu lieu par la torsion autour de l'axe neutre de la partie verticale, sous l'action des forces opposées de tension et de compression.

La grande résistance de cette poutre est une réfutation complète de la théorie qui donnerait mêmes sections à la nervure inférieure et à la supérieure.

Expérience XX.

POUTRE A DEUX NERVURES DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES COMME 1 A 7 ENVIRON.

Cette poutre est du même modèle que la précédente. Même distance entre les points d'appui.

Dimensions transversales en cm.

Section de la nervure supérieure	= 5,842 (cm.) × 0,711 (cm.)	=	4,1547 (cm²)
» » inférieure	= 16,840 × 1,651	=	27,8022
Epaisseur de la tige		=	0,851 (cm.)
Section totale		=	41,9339 (cm².)
Poids de la pièce		=	33,89 (k.)

CHARGES en KILOGRAMMES.	FLÈCHES en MILLIMÈTRES.	FLÈCHES, en retournant la pièce, après avoir enlevé les charges.
k.	mm.	mm.
4229	5,588	0,00
5168	6,096	0,00
5793	6,350	0,00
6504	6,604	0,73
7215	7,620	1,02
7926	8,636	
8282	9,144	
8637	9,652	
9348	10,922	
10059	11,938	
10415	12,192	
	12,700	

La poutre s'est rompue au milieu par tension, sous une charge de 10541^{k}.

Ce résultat est beaucoup moins favorable que le précédent, quoique la nervure inférieure, qui supporte presque seule les efforts de tension, eût presque les mê-

mes dimensions. Il fallait donc que le métal employé fût d'une qualité inférieure.

Résistance par cm² de section $= \frac{10541}{41,9399} = 251^k,4$. En comparant ce résultat avec celui de l'expérience XXII, où la poutre a porté $202^k,8$ par cm², nous avons un excédant de résistance de $251,4 - 202,8 = 40,^k6$.

L'augmentation de résistance, due à une meilleure section de la pièce, fut donc $\frac{48,6}{202,8} = 0,236$ de la résistance de la poutre à simple nervure; l'économie en métal est ainsi de $\frac{48,6}{251,4}$ ou d'environ $\frac{1}{5}^e$.

Si nous comparons ces deux poutres par les poids, l'économie du métal serait de 0,26, ou de plus de $\frac{1}{4}$.

L'épaisseur de la tige de la poutre n° XIX était $0^{cm},676$, elle était ici de $0^{cm},851$; ainsi nous aurions pu renforcer la nervure inférieure dans le même rapport de 851 à 676, ou de près de $\frac{1}{3}$; il est probable que la pièce eût cédé à la tension au même moment qu'à la compression, ou la rupture se serait produite d'abord à la partie verticale comme dans la poutre n° XIX, et on aurait obtenu ainsi une bien plus grande résistance.

Expérience XXI.

POUTRE A DEUX NERVURES DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES COMME 1 A 6 1/2 ENVIRON.

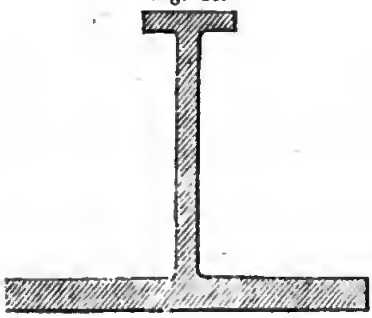
La poutre avait en élévation une forme semi-elliptique; elle était, d'ailleurs, sur le même modèle que la poutre n° XII, dont on avait renforcé la nervure infé-

rieure, en lui donnant la même largeur sur toute sa longueur. Même distance entre les points d'appui.

Dimensions transversales en cm.

Section de la nervure supérieure = 3,912 cm. × 0,813 cm. = 3,1792 cm².
» » inférieure = 16,510 × 12,954 = 21,3863

Fig. 20.



Epaisseur de la tige. . = 0,864 cm.

Section totale. . . . = 34,9019 cm².

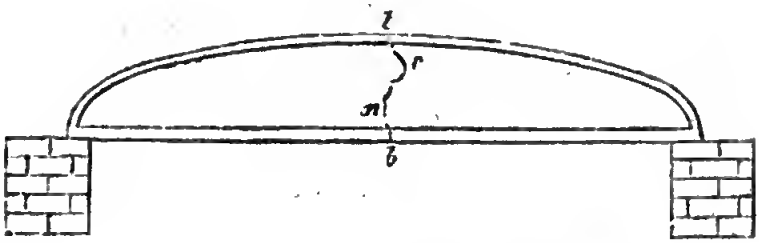
Poids de la pièce. . . = 32,08 k.

CHARGES en KILOGRAMMES.	FLÈCHES en MILLIMÈTRES.	FLÈCHES, en retournant la poutre, après avoir enlevé les charges.
k.	mm.	mm.
4229	6,604	0,000
4855	6,858	0,000
5168	7,112	0,000
5480	7,620	1,524
5793	7,874	1,524
6504	8,635	
7215	8,890	
7571	10,668	
7926	10,922	
8637	11,684	
8993	12,700	
9348	13,716	

La poutre se rompit par tension, près du centre, sous une charge de 9526^{k}.

La forme de la fracture est à peu près celle de la fig. 21, en faisant $bn = 4,^{cm}57$.

Fig. 21.



La résistance par cm² était donc de $\frac{9526}{34,9019} = 272^k,9$.

En comparant ce chiffre avec celui de l'expérience XXII, où la poutre portait, au moment de la rupture, $202^k,8$, par cm², nous avons un excédant de résistance de $272^k,9 - 202^k,8 = 70^k,1$.

L'augmentation de résistance fut donc de

$$\frac{70,1}{202,8} = 0,345$$

de la résistance de la poutre ordinaire, ce qui donne une économie de métal de $\frac{70,1}{272,9} = 0,257$ ou plus de $\frac{1}{4}$.

Si l'on fait la comparaison par les poids des pièces, l'économie de métal ne serait plus que de 23 p. 100, ce qui est moins qu'on n'aurait obtenu en faisant l'extrémité de la poutre comme dans les poutres qui précèdent (nos XIX et XX); la nervure inférieure de celle qui nous occupe ayant la même largeur et la même épaisseur dans toute sa longueur de $1^m,524$, quoique la distance entre les points d'appui ne fût que $1^m,372$.

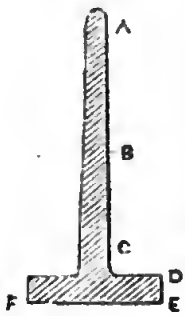
Expérience XXII.

POUTRE A SIMPLE NERVURE SEMBLABLE AUX PRÉCÉDENTES.

Même distance entre les supports, 1^{m},372.

Dimensions transversales en cm.

Fig. 22.



		cm.
Epaisseur en A	=	0,762
» en B	=	1,067
» en C	=	1,143
» en DE	=	1,219
» en FE	=	5,794
		cm².
Section totale	=	20,4508
		k.
Poids de la pièce	=	18,14

Cette poutre porta 4065^{k}, et se brisa au centre avec une charge bien inférieure à 4229^{k}, un homme ayant supporté une partie de cette charge avec un levier. Cet accident empêcha de déterminer exactement la charge de rupture; mais je l'évalue à 4147^{k}, moyenne entre les deux chiffres précédents, et peut-être un peu au-dessus.

La résistance par cm² de section serait donc de

$$\frac{4147}{20,4508} = 202^{k},8.$$

FORMULE POUR CALCULER LA RÉSISTANCE DES POUTRES EN FONTE.

En comparant les résultats des expériences n°s IX, XI, XII, XVII, XX et XXI, et en tenant compte des différences de qualité du métal, qu'indique la comparaison des poutres à 1 et à 2 nervures, j'ai trouvé que la résistance finale est, à peu de chose près, proportionnelle à la section de la nervure du rebord inférieur, c'est-à-dire qu'une nervure de section double donne à la pièce une résistance presque double. Les expériences subséquentes prouvent que

la résistance est, toutes choses égales d'ailleurs [1], proportionnelle à la hauteur de la pièce. Par conséquent, *les résistances de rupture de deux poutres de même longueur, mais de proportions transversales différentes, seront entre elles comme les produits des sections respectives des nervures inférieures par les hauteurs correspondantes de ces poutres, et, si les longueurs sont différentes, comme ces produits divisés par les longueurs correspondantes.* On aura donc la formule suivante :

$$P = \frac{kcs_1h}{l},$$

P charge de rupture en tonnes de 1000 kilog.

s_1 section de la nervure inférieure au milieu de la longueur en cm².

h hauteur de la poutre en cm.

l longueur de la poutre en cm.

k coefficient pour la réduction des mesures anglaises en mesures métriques françaises = 0,1574326.

c un coefficient presque constant, égal à 26 (et $kc = 4,092$), pour la meilleure forme de poutre. On l'a obtenu par une moyenne entre les valeurs que donnent les expériences précédentes.

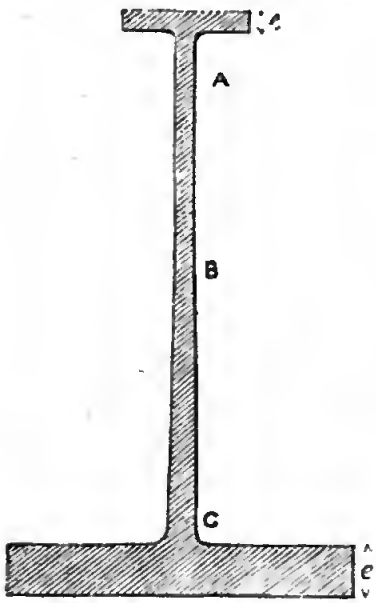
Exemple. Quelle est la charge qui, placée au milieu de la longueur d'une des poutres principales du pont-viaduc de Water-Street, à Manchester, briserait cette poutre, en la supposant coulée sur champ, et composée de la

[1] Il est important d'observer que ces formules ne sont exactement vraies que pour des poutres semblables. Cette conclusion de la théorie est pleinement confirmée par les résultats des expériences qui précèdent.

(*N. de l'A.*)

même qualité de fonte que celle des expériences? Les dimensions de la poutre, d'après le modèle en construction chez MM. Fairbairn et Lilie, sont les suivantes :

Fig. 23.



Distance entre les points d'appui . . . . . 7,925 M.

Hauteur de la poutre au milieu . . . . . 0,6985 M.

Section au milieu en cm²

$$= \overset{\text{cm.}}{40{,}64} \times \overset{\text{cm.}}{7{,}62} = \overset{\text{cm}^2\text{.}}{309{,}67}$$

Les proportions en coupe sont, à peu de chose près, celles de la fig. ci-contre.

En mettant dans la formule les données ci-dessus :

$l = 792^{\text{cm}},5$, $h = 69^{\text{cm}},85$, $s_1 = 309^{\text{cm}^2},67$, $kc = 4{,}092$, on aura :

$$P = \frac{4{,}092 \times 309{,}67 \times 69{,}85}{792{,}5} = 111^{\text{T}},7 \text{ (1)}.$$

(1) M. Tate, dans son *Traité sur la résistance des matériaux*, donne une formule basée sur l'hypothèse que les sections des nervures du haut et du bas doivent être, dans chaque cas particulier, inversement proportionnelles aux forces de compression et d'extension.

Cette formule, adaptée aux mesures métriques et aux notations françaises, est :

$$P = k\,\frac{16 s_1 (2h - h_1 - h_{11})^2}{l(2h - h_1 + h_{11})}.$$

P charge de rupture en tonnes de 1000 kil.

s_1 section de la nervure inférieure en cm².

h hauteur totale de la poutre au milieu en cm.

h_1 » de la nervure inférieure.

h_{11} » » supérieure.

$k = 0{,}1574526$ comme plus haut ; d'où $16\,k = 2{,}5189$ ou $2{,}52$.

En appliquant cette formule à la poutre de l'exemple qui précède, où

Dans les expériences que nous avons rapportées, M. Hodgkinson, après avoir déterminé le profil de résistance maxima (1), a comparé presque tout l'ensemble de ses expériences avec les résultats que donne le profil perfectionné, adopté d'abord par M. Lilie et moi. Cette comparaison des résistances par cm² de section des différents profils peut se faire au moyen du tableau ci-contre, où nous avons inscrit exactement le poids des pièces, les surfaces de profils, l'écartement entre les supports, les charges de rupture etc., des différentes formes de poutres qui étaient en usage plusieurs années avant l'époque où M. Hodgkinson a fait ses expériences.

$h = 69^{cm},85$, $h_1 = 7^{cm},62$, $h_{11} = 2^{cm},54$, $l = 792^{cm},5$, $s_1 = 309^{cm^2},67$, nous aurons :

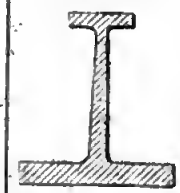
$$P = \frac{2,52 \times 309,67\,\overline{(2 \times 69,85 - 7,62 - 2,54)}^2}{792,5\,(2 \times 69,85 - 2,54 + 7,62)} = 111^{T},8,$$

résultat qui diffère très-peu de celui que donne l'autre formule.

La formule de M. Tate paraît être, dans son origine, plus strictement mathématique que l'autre, quoiqu'elles donnent toutes les deux des résultats presque identiques. (*N. de l'A.*)

(1) M. Hodgkinson a trouvé que la résistance des poutres de cette forme varie avec la méthode de fusion de la fonte et le mode de coulée. Ainsi, les charges de rupture étant 1 pour les poutres coulées à plat, elles ont ont été de 1,043 avec les poutres coulées debout, mais retournées, la grande nervure en dessus (moyennes de 9 et 5 expériences). Des poutres fondues au cubilot et au réverbère out donné 1 pour la résistance avec le premier mode de fusion, et 1,191 avec le second.

Les expériences de MM. Hodgkinson et Fairbairn, sur la résistance transversale d'un grand nombre de fontes, montrent qu'en général l'emploi de l'air chaud diminue cette résistance dans le cas des fontes tendres du n° 1, a peu d'influence sur celle des fontes grises ou du n° 2, et qu'il augmente celle de la fonte blanche ou du n° 3 dans un rapport qui va quelquefois de 20 à 40 pour 100. (*N. du Tr.*)

NUMÉROS des EXPÉRIENCES	POIDS de la poutre en kilogrammes.	ÉCARTEMENT des POINTS d'appui.	SECTION totale EN CM².	FLÈCHE maxima en MILLIMÈTRES.	CHARGE de rupture en kilogrammes.	RÉSISTANCE en kilogrammes par cm² DE SECTION.	OBSERVATIONS.
	k.	m.	cm².		k.	cm².	
1	11,44	1,372	18,1929	»	3028	166,4	Fig. I. Profil de résistance maxima de Tredgold, avec nervures égales.
4	18,37	1,372	20,6144	10,922	3750	181,6	Fig. II. Profil Fairbairn, de 1825, avec une seule nervure.
7	17,23	1,372	19,2251	16,002	4309	224,1	
Moyenne.	17,80	1,372	19,9347	13,462	4029	202,9	
19	32,19	1,372	41,2887	14,224 (1)	11827	286,8	Fig. III.  Profil de plus grande résistance d'Hodgkinson, la nervure inférieure et la supérieure étant entre elles comme 6 à 1.
20	33,89	1,372	41,9339	12,700	10541	251,4	
Moyenne.	33,04	1,372	41,6113	13,462	11184	269,1	

(1) La flèche 14mm,22 a été calculée d'après l'expérience XX, parce que les flexions ne sont pas données pour l'expérience XIX. Nous avons dû omettre la flèche de rupture de l'expérience n° I sur les poutres de Tredgold, M. Hodgkinson ne la donnant pas dans son mémoire. (*N. de l'A.*)

En adoptant les calculs de M. Hodgkinson, on trouve que les résistances comparées des trois profils sont représentées par les chiffres 1664, 2029 et 2691, et, en prenant pour unité le profil de résistance maxima de M. Hodgkinson, on a les rapports suivants :

Poutre Hodgkinson et poutre Fairbairn. . .	1 à 0,754
Poutre Hodgkinson et poutre Tredgold. . .	1 à 0,619
Poutre Fairbairn et poutre Tredgold. . .	1 à 0,820

Ces chiffres donnent les résistances relatives de ces différents profils, et il n'y a pas de doute qu'aux diverses époques où l'on a proposé ces formes, elles étaient celles qui présentaient la plus grande résistance transversale parmi celles qui étaient en usage. On peut regretter de n'avoir aucune donnée d'expérience qui puisse servir à leur comparer la poutre de Boulton et Watt. Par un simple calcul, cependant, on trouve que le rapport de leurs résistances est de 1 à 0,543, c'est-à-dire que la résistance de la poutre de Boulton et Watt n'était guère que la moitié de celle de la poutre Hodgkinson. Le développement rapide des constructions à l'épreuve de l'incendie, lorsqu'on fut arrivé au profil de résistance maxima pour les poutres en fonte, a donné une nouvelle impulsion à leur emploi dans toutes les directions. L'ancienne forme à simple nervure, mise en usage par M. Lilic et moi, et la forme à double nervure de Tredgold, furent rejetées et remplacées par la poutre du nouveau profil, et les ingénieurs prirent tant de confiance dans la stabilité des poutres en fonte, que la portée de ces pièces ou la distance des colonnes qui les portaient dans les constructions incombustibles, s'éleva de 4 à 6^{m}. Cette facilité d'agrandir les entraxes arriva au moment opportun où l'augmentation

des proportions des principales machines des filatures de coton, ou plutôt leur allongement dans le sens longitudinal, nécessitait un accroissement considérable dans la largeur des fabriques. Telle était, cependant, la confiance qu'inspirait le nouveau profil, que j'ai construit moi-même des bâtiments de six à sept étages, et de 15^{m},85 de large, avec un seul rang de piliers au milieu des salles et deux poutres transversales ayant chacune une longueur de 7^{m},92 entre les colonnes centrales et les murs latéraux.

Dans la construction des planchers d'entrepôts, qui ont à porter des charges lourdes ([1]), ce profil de poutre, quand on lui donne des proportions suffisantes, présente toutes les garanties, et, dans les ponts où la portée ne dépasse pas 12^{m}, on peut l'employer en toute sécurité, pourvu qu'on prenne les précautions nécessaires pour obtenir des pièces de fonte saines et sans défauts.

Dans un seul cas, je crois, on a construit un pont en plate-bande avec des poutres d'une seule pièce de 23^{m},16 de portée. Ces pièces ont été fondues en Angleterre pour MM. John Dixon et Ce, d'Amsterdam, qui les ont employées sur le chemin de fer de Haarlem ([2]).

([1]) Voir le *Rapport sur les entrepôts à l'épreuve de l'incendie, de Liverpool.* (*N. de l'A.*)

([2]) La portée des poutres en fonte se trouve limitée par la nécessité d'obtenir des pièces parfaitement saines, et dont la manœuvre sur les chantiers ne soit pas trop difficile. Les ingénieurs anglais, interrogés par commission des chemins de fer, ne se sont pas accordés sur la longueur maxima qu'on peut donner à ces pièces. MM. Glynn, Ch. May et W. Cubitt fixent cette limite à 18^{m}; MM. Fox et Grisell à 15^{m}; MM. Stephenson, P. et W. Barlow à 12^{m}. M. Brunel pense qu'il n'est guère possible d'obtenir au delà de 10^{m},50 des pièces sans défauts, qui présentent les

Malgré les nouvelles garanties de sécurité qu'offrent ces perfectionnements de la forme des poutres en fonte, leur emploi est toujours accompagné de quelque danger, quand la détermination de leurs proportions et leur exécution sont laissées à des personnes ignorantes; et c'est à cette circonstance que nous devons attribuer les accidents, si nombreux et si graves, arrivés à diverses époques, qui ont inspiré au public des craintes bien naturelles sur sa sécurité. Dans plus d'un cas, la rupture des poutres en fonte a causé la mort de quinze à vingt personnes dans des fabriques et dans des bâtiments, où un grand nombre d'individus se trouvaient accumulés, et le nombre des victimes, aussi bien que la valeur des dommages causés par cette ignorance, a été très-sérieux. Un accident de cette espèce est arrivé à Oldham, le 31 octobre 1844, dans une filature de coton, par la rupture d'une des poutres; dans cette catastrophe, plus de vingt personnes ont été ensevelies sous les ruines de la fabrique (¹).

Entre autres catastrophes de la même nature, on peut encore citer celle de la filature de coton de M. Nathan Gough, à Salford, en 1828, où les poutres avaient la même construction qu'à la prison de Northfleet; et l'accident encore plus récent arrivé à la filature de M. Gray, à Manchester, en 1845, et dont on a donné, la même année, la description à la Société des ingénieurs civils de Londres.

---

garanties nécessaires. La principale difficulté consiste évidemment à assurer une distribution égale et simultanée de la fonte dans les moules par les jets de coulée, et un retrait régulier pendant le refroidissement.

(*N. du Tr.*)

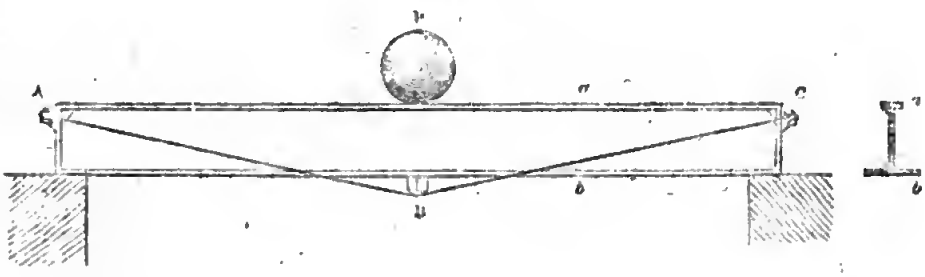
(¹) Voir le rapport à la commission du gouvernement, Appendice n° II.

DES POUTRES COMPLEXES, OU POUTRES EN FONTE ARMÉES DE TIRANTS EN FER.

Dans le rapport de la Commission d'enquête que nous venons de citer, on a signalé plusieurs faits importants relatifs aux dangers que présentent les poutres armées, ou celles dans lesquelles on a essayé d'augmenter leur résistance et leur rigidité par le moyen de barres de fer, fixées aux extrémités des poutres et agissant obliquement sur la partie inférieure de ces pièces. L'emploi de ces tirants de tension m'a toujours inspiré des craintes sérieuses; mais comme plusieurs personnes, distinguées par leurs talents, ont, à ce sujet, une opinion contraire, on ne trouvera pas inopportun de ma part de donner ici les raisons sur lesquelles mon opinion est fondée, et les expériences qui l'appuient.

Si l'on prend une poutre en fonte ayant le profil de plus grande résistance, et si l'on essaie d'augmenter le taux de sa résistance par l'emploi de tirants, A B C, fig. 24, on verra bientôt que, dans certains cas, on introduit une force de sens contraire qui a sur la pièce une action dangereuse, ou, en d'autres mots, que la poutre aurait présenté plus de sécurité sans ces armatures.

Fig. 24.



Cette assertion peut paraître paradoxale à quelques

personnes; aussi, pour reconnaître jusqu'à quel point elle peut être vraie, nous supposerons que les nervures *a, a*, fig. 24, aient le $\frac{1}{6}$e de la section de la nervure inférieure *b, b* (1), et que, pour ajouter à sa résistance, on y ait adapté deux tirants AB, BC, fig. 24, un de chaque côté de la poutre, tirants qui doivent servir auxiliairement à porter la charge P.

Les expérimentateurs ayant reconnu que le fer offre plus de résistance à l'extension qu'à la compression, tandis que la fonte en offre plus à la compression qu'à l'extension, on s'est demandé dans quels cas et dans quelles limites on pourrait associer ces deux matières dans la construction des poutres, de manière à profiter des avantages spéciaux provenant de leurs propriétés distinctives. Cette recherche a donné naissance à la construction des poutres armées, où le fer n'est employé que pour donner de la résistance à la partie inférieure de la poutre par sa résistance à la traction, tandis que la fonte, à la partie supérieure, est disposée de manière à ne résister qu'à la compression. Or, si on pouvait disposer une poutre armée de manière que les deux métaux agissent en parfait accord l'un avec l'autre, cette invention amènerait sans doute une grande économie de matière; mais nous montrerons tout à l'heure que cette condition ne peut se réaliser dans la pratique.

Dans une poutre armée supposée parfaite, la fonte

---

(1) Ces proportions sont celles que l'expérience a fait reconnaître comme celles du profil de plus grande résistance. Voir les expériences de M. Hodgkinson, dans les Mémoires de Manchester, vol. V, seconde série.
(*N. de l'A.*)

devrait céder par compression au même moment que le fer par extension. Si l'on donnait aux tirants une tension trop grande, ils se briseraient avant que la poutre fût arrivée au point de rupture; si une trop faible, la poutre se romprait avant que les tirants fussent prêts à céder. En l'absence de données exactes, nous dirons que, pour prévenir toute espèce de danger, il vaudrait mieux que la tension des tirants fût trop faible que trop forte; car, dans le premier cas, ils prêteraient une partie de leur résistance à la traction, puis laisseraient à supporter à la poutre elle-même le reste de la charge. L'expérience I, page 55, montre qu'il est difficile de donner une tension convenable aux tirants : car, dans cet exemple, ils se sont rompus par traction, avant que la poutre se fût brisée sous l'action d'une charge que sa résistance seule lui eût permis de porter tout entière.

Pour arriver à la tension la plus convenable à donner aux tirants, il faut étudier plus minutieusement les propriétés distinctives des deux métaux qui entrent dans une poutre armée.

Ces deux matières diffèrent autant dans leurs propriétés physiques que dans leurs propriétés mécaniques. La *fonte* est une substance dure, rigide, cristalline, non malléable, qui, tout en présentant une grande résistance à la compression, en offre peu à la traction, et qui, par sa faible ductilité, ne subit qu'un faible allongement sous l'action d'une force de traction. Le *fer*, au contraire, est une substance flexible, malléable et ductile, qui présente une grande résistance à l'extension, mais une résistance comparativement moindre à la compression; sa grande ductilité lui permet de subir un allongement

considérable sous l'action d'une force de traction. Quand la force de traction qui a agi sur ces deux matières cesse son action, l'allongement permanent d'un métal diffère beaucoup de l'allongement permanent de l'autre. La flexibilité du fer est 10 fois plus grande que celle de la fonte pour un même accroissement de température; sa dilatation est beaucoup plus considérable que celle de la fonte. Le fer résiste aux chocs et aux vibrations violentes qui briseraient la fonte.

En généralisant les résultats des nombreuses expériences qui suivent, on peut se rendre un compte exact des caractères qui distinguent le fer et la fonte.

Tableau I.

ALLONGEMENTS MOYENS PRODUITS PAR DES FORCES DE TRACTION INFÉRIEURES A CELLE QUI ENTRAINERAIT LA RUPTURE DE LA FONTE, C'EST-A-DIRE A 1181 KIL. PAR CM². DE SECTION TRANSVERSALE.

DÉSIGNATION des MATIÈRES.	ALLONGEMENTS MOYENS produits par une force de 157 kil. par cm. c².	RAPPORT des ALLONGEMENTS.	ALLONGEMENTS PERMANENTS produits par une force de 1102 kil. par cm. c².
Fonte. . .	$\frac{1}{5450}$ de la longueur totale de la barre.	$2\frac{1}{4} : 1$	$\frac{1}{7}$ de l'allongement total.
Fer. . . .	$\frac{1}{12500}$ de la longueur totale de la barre.		$\frac{1}{112}$ de l'allongement total.

De ce tableau il résulte qu'*avec des forces de traction ne dépassant pas* 1181 *kil. par cm² de section, l'allongement moyen de la fonte est de* $2\frac{1}{4}$ *fois celui de fer.* Au moment où la fonte va céder à la rupture, son allongement final est égal à 3 fois celui du fer. Enfin, l'allon-

gement permanent de la fonte, dans ces limites, est beaucoup plus considérable que celui du fer.

Tableau II.

ALLONGEMENTS MOYENS ET PERTES D'ÉLASTICITÉ OU ALLONGEMENTS PERMANENTS SOUS DES EFFORTS DE TRACTION ÉGAUX AUX $\frac{2}{3}$ DES EFFORTS NÉCESSAIRES POUR PRODUIRE LA RUPTURE DANS CHACUN DES DEUX CAS.

DÉSIGNATION des MATIÈRES.	EFFORTS en tonnes par cm.². de section.	ALLONGEMENTS sur des barres de 3m,048.	RAPPORT des allongements.	PERTES d'élasticité.	RAPPORT des pertes d'élasticité.	RAPPORT des pertes d'élasticité aux allongements moyens.
	T.	mm.		mm.		
Fonte. . .	0,787	2,896	1 : 2,4	0,330	1 : 10	$\frac{1}{9}$
Fer. . . .	2,361	6,983		3 378		$\frac{1}{2}$

Il résulterait de là que, lorsque les différentes parties d'une poutre armée sont convenablement chargées, les conditions sont renversées, c'est-à-dire que l'allongement du fer forgé devient égal à 2,4 celui de la fonte, et sa perte d'élasticité à 10 fois celle de ce métal.

Tableau III.

VALEURS MOYENNES DES EFFORTS DE TRACTION CAPABLES DE PRODUIRE DES ALLONGEMENTS ÉGAUX SUR DES BARRES DE 3m,048 DE LONG, AVEC LES PERTES D'ÉLASTICITÉ CORRESPONDANTES.

ALLONGEMENTS MOYENS sur 3m,048.	FONTE. — Efforts par cm² de section en tonnes.	FER. — Efforts par sm² de section en tonnes.	FONTE — PERTES d'élasticité.	FER. — PERTES d'élasticité.
mm.	T.	T.	mm.	mm.
0,127	0,041	0,088	»	»
0,610	0,175	0,394	0,030	Imperceptible.
1,102	0,315	0,708	0,079	0,0013
1,270	0,394	0,882	0,109	0,0018
1,575	0,472	1,064	0,142	0,0023
2,210	0,630	1,417	0,229	0,0069
3,279	0,866	1,952	0,404	0,0363
3,683	0,929	2,088	0,483	0,1092

Ce tableau établit une loi remarquable sur le rapport des forces qui produisent des allongements égaux pour les barres de fer et de fonte : *Avec des forces de traction ne dépassant pas* 945 *kil. par cm² pour la fonte, et* 2125 *kil. par cm² pour le fer, il faut, pour produire des allongements égaux de ces matériaux, une force* 2,25 *fois plus grande pour le fer que pour la fonte.*

Ces conséquences s'accordent avec les résultats du tableau I, où l'on voit que, pour des accroissements de traction égaux, les allongements de la fonte sont 2,25 fois ceux du fer. Les allongements du tableau III peuvent être calculés approximativement par le moyen du tableau I.

En outre, avec une force de traction d'environ 866 kil. par cm² pour la fonte, de 1952 kil. pour le fer, les pertes d'élasticité, aussi bien que les allongements totaux, sont presque égales dans les deux cas. Or, si les forces qui doivent agir sur chacune des deux matières étaient dans un rapport convenable, nous aurions une loi commode pour déterminer la tension à donner aux tirants d'une poutre armée. Malheureusement, cet effort sur la fonte est trop rapproché de celui qui produirait la rupture ; tandis que, pour le fer, l'effort correspondant à des allongements égaux n'est que la moitié de l'effort de rupture. Pour des forces inférieures à 866 kil. et 1952 kil., l'allongement permanent de la fonte est plus grand que celui du fer; avec des forces supérieures, l'inverse se produit.

Tableau IV.

ALLONGEMENTS MAXIMA SOUS DES EFFORTS DE TRACTION ÉGAUX A $1^{T},181$ POUR LA FONTE, ET A $3^{T},048$ PAR CM² POUR LE FER (1).

DÉSIGNATION DE LA MATIÈRE.	ALLONGEMENT MAXIMUM TOTAL.	ALLONGEMENT MAXIMUM par tonne et par m. ct.
	mm.	mm.
Fonte.....	$\frac{1}{550}=5,59$ sur $3^{M},048$	1,015
Fer.....	$\frac{1}{21}=144,78$ sur $3^{M},048$	12,572

Il suit de là que l'allongement *maxima* du fer par tonne et par cm² de section est 8 fois plus grand que celui de la fonte.

En examinant les expériences de M. Loyd, où la moyenne des charges de rupture était de 5038 kil. par cm² de section, on en déduirait que l'allongement total *maxima* du fer est d'environ 130 fois celui de la fonte.

Tableau V.

RAPPORTS DES ALLONGEMENTS PERMANENTS AUX ALLONGEMENTS TOTAUX.

CHARGES EN TONNES PAR CM².	FONTE. — Rapports des allongements permanents aux allongements totaux.	FER. — Rapports des allongements permanents aux allongements totaux.
T.		
0,315	$\frac{1}{15}$	Presque nul.
0,472	$\frac{1}{11}$	
0,787	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{110}$
1,102	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{112}$
1,574	»	$\frac{1}{60}$
2,361	»	$\frac{1}{2}$
3,149	»	$\frac{11}{12}$

(1) Voir les *Recherches expérimentales sur la résistance des feuilles de*

On voit ici que, pour des charges inférieures à $1^{r},181$ par cm^{2} de section, l'allongement permanent est beaucoup plus considérable pour la fonte que pour le fer, et qu'au contraire, au-dessus de $2^{r},361$ par cm^{2}, l'allongement permanent du fer est beaucoup plus grand que l'allongement permanent *maximum* de la fonte.

Tableau VI.

DILATATIONS MOYENNES DE BARRES DE FONTE ET DE FER SUR UNE LONGUEUR DE $3^{m},048$ POUR UN ACCROISSEMENT DE TEMPÉRATURE DE 50° C.

LONGUEUR DES BARRES $3^{m},048$.	DILATATIONS dues à un accroissement de température de 50°.	DIFFÉRENCE entre les dilatations sur une longueur de $3^{m},048$.
	mm.	mm.
FONTE.	1,692	0,170
FER.	1,862	

En rapprochant ces résultats de ceux du tableau I, on voit que la dilatation du fer pour un accroissement de 50° C correspond à l'allongement produit sous l'action d'une force de traction de 1165 kil. par cm^{2}, et la dilatation de la fonte à une force de 472 kil. par cm^{2}. En outre, la différence des dilatations des deux métaux équivaut à l'allongement produit par l'action d'une force de traction de 118 kil. par cm^{2}. Nous en concluons aussi que, dans les expériences relatives aux allongements des métaux sous l'action de forces de traction, il faut s'arranger de façon que la température demeure

tôle, publiées par l'auteur dans les Transactions de la Société royale, année 1850.

à peu près constante pendant toute la durée de l'expérience.

Tâchons, par un examen attentif des conclusions tirées de ces tables, de déterminer la tension la plus convenable à donner aux tirants.

1er *cas*. Voyons le cas où les tirants n'ont aucune tension initiale avant l'application de la charge.

Supposons que la poutre soit chargée de manière à produire pour la fonte un effort de tension égal au $\frac{1}{3}$ de l'effort de rupture, ou, en d'autres termes, à 394 kil. par cm² de section; le tableau III nous montre que l'effort sur les tirants serait d'environ 866 kil. par cm², et que l'allongement permanent de la fonte après l'enlèvement des charges serait égal à 6 fois celui du fer. Il arriverait alors que, tandis que la fonte serait soumise à un effort égal au tiers de sa charge de rupture, le fer n'éprouverait qu'un effort égal au $\frac{1}{5}$e de la charge de rupture, et, en outre, que, une fois la charge enlevée, la poutre en fonte subirait une déformation beaucoup plus considérable que les tirants, déformation qui, dans une certaine étendue, modifierait les rapports primitifs des forces de traction; ce qui cependant, dans le cas actuel, n'aurait pas d'inconvénient, parce que cela tendrait à donner une certaine tension initiale aux tirants (1).

Si la poutre était chargée de manière à faire subir à la fonte un effort de 866 kil. par cm², il faudrait, pour pro-

(1) Nous avons supposé ici que la longueur des tirants était égale à la moitié de la longueur de la poutre. Cette hypothèse ne peut évidemment pas amener d'erreur appréciable. (*N. de l'A.*)

duire un allongement égal dans les tirants, un effort sur ces pièces de $2\frac{1}{4} \times 886^k = 1948$ kil. Mais, tandis que la fonte serait chargée au-delà des $\frac{2}{3}$ de sa résistance de rupture, le fer ne serait soumis qu'à la $\frac{1}{2}$ de cette résistance finale. Une circonstance favorable dans cette hypothèse, c'est que les allongements permanents seraient à peu près égaux.

Si l'on charge la poutre de manière à déterminer un effort de 2361 kil. par cm² sur les tirants, l'allongement correspondant de ces pièces tiré du tableau II serait de $\frac{1}{440}^e$ de leur longueur; mais (tableau IV) l'allongement *maximum* de la fonte est de $\frac{1}{550}^e$ de sa longueur; par conséquent, la partie en fonte se romprait par traction un peu avant que les tirants ne pussent arriver à un effort de 2361 kil. par cm², c'est-à-dire, avant les $\frac{2}{3}$ de leur charge de rupture.

Cette disposition est donc mauvaise; les tirants doivent évidemment avoir une certaine tension avant l'application de la charge, pour pouvoir produire leur effet et s'opposer à la flexion de la fonte.

2e *cas*. Supposons donc qu'on ait donné aux tirants, au moyen d'écrous, une tension initiale de 1259^k par cm², ou de $\frac{1}{3}$ de leur résistance de rupture, et admettons, pour simplifier, que la demi-longueur de la poutre soit de $3^m,048$. Cette forte tension initiale, on doit le remarquer, aura un effet fâcheux sur la partie en fonte.

Si la poutre était chargée de manière à produire un effort de 1181^{k} par cm^{2} sur la fonte, d'après le tableau IV, l'allongement sur la fonte serait de 5^{mm},59, mais l'armature aurait subi un allongement initial de 1^{mm},96, correspondant à la tension initiale de 1259^{k}; l'allongement total des tirants serait donc de 5,59 + 1,96 = 7^{mm},55, et, suivant le tableau II, correspondrait à un effort de traction d'environ 2519 kil. par cm^{2} sur les tirants. Il résulterait de là que, même avec une tension initiale de 1259^{k} par cm^{2} sur les tirants, tension qui n'est pas sans danger, nous ne pourrions soumettre ces armatures à un effort supérieur à 2519^{k} au moment de la rupture de la fonte.

En continuant ce raisonnement, on pourrait prouver qu'il est impossible de trouver une disposition qui fît entrer en action toute la résistance du fer, sans mettre en danger en même temps la partie en fonte.

Nous avons fait voir, dans les tableaux II et IV, que, pour de fortes tensions proportionnelles, le rapport de l'allongement du fer à celui de la fonte est de 1 à 2,6; il résulte de là qu'il est impossible de faire agir les deux matières de concert sous des efforts approchant des efforts de rupture.

Puisqu'on gagne si peu de résistance finale par cette tension considérable, tandis qu'on affaiblit notablement la partie en fonte, essayons de diminuer cette tension jusqu'à ce que nous arrivions à la meilleure forme de poutre.

3e *cas*. Cherchons la tension à donner aux tirants, pour que les différentes portions de la poutre soient soumises l'une et l'autre, et simultanément, à des charges

équivalentes pour chacune d'elles au $\frac{1}{3}$ de leur résistance de rupture à l'extension, c'est-à-dire, pour la fonte, à 394^k, et, pour le fer, à 1259^k par cm^2 de section.

Dans ce cas, par la loi résultant du tableau III, la force additionnelle qui tendrait à allonger les tirants en fer serait de $2,25 \times 394^k = 887^k$ par cm^2; soit t la tension initiale des tirants par cm^2 avant la charge, nous aurons

$$t + 887^k = 1259^k$$

d'où

$$t = 372^k \text{ par } cm^2.$$

Si maintenant on charge la poutre de manière à produire une tension sur la fonte de 630^k par cm^2, les tirants seront soumis à un effort additionnel de $2\frac{1}{4} \times 630 = 1416^k$ par cm^2 qui, ajouté à l'effort initial de 394^k, donnera un effort ou une charge totale de 1810^k sur les tirants; de cette manière, les deux matériaux seraient soumis à des efforts égaux à la $\frac{1}{2}$ de leurs charges de rupture, et, on peut voir (tableau III) que les allongements permanents seraient à peu près égaux après l'enlèvement de la charge.

Il résulterait de là que la tension initiale la plus convenable à donner aux tirants serait de 310 à 470^k par cm^2.

Mais une charge de 866 kil. pour la fonte tendrait à détruire cette répartition des efforts, car elle produirait sur les tirants un effort d'environ 2125 kil.; et, après l'enlèvement de la charge, la perte d'élasticité serait trois fois plus grande pour les tirants que pour la poutre. On remarquera, de plus, qu'un effort inférieur à 2361 kil. par cm^2 sur le fer entraînerait la rupture de la fonte.

Une poutre ordinaire (surtout une poutre en fer),

peut être chargée sans danger, en cas de nécessité, aux $\frac{2}{3}$ de sa charge de rupture ; mais il n'en peut être ainsi pour les poutres armées ; car, avec la meilleure disposition des armatures, la partie en fonte, comme nous venons de le démontrer, arriverait à son point de rupture, avant que le fer eût atteint les $\frac{2}{3}$ de sa résistance finale.

En résumé, il paraît pratiquement impossible d'arriver à un arrangement des parties d'une poutre armée qui présente quelque sécurité, tout en tirant tout le parti possible de chacune des pièces. Les deux matières qui la composent diffèrent tellement dans leurs propriétés physiques et mécaniques, qu'il semble impossible de construire une poutre dans laquelle sous tous les efforts ordinaires elles agissent de concert. Mais, même en supposant qu'on pût trouver une disposition convenable, pendant combien de temps persisterait-elle ? Outre les altérations provenant de l'inégalité des allongements et des pertes d'élasticité, les chocs brusques, les changements de température, et d'autres causes, tendraient à détruire cet arrangement. Le vice d'une poutre armée ne gît peut-être pas tant dans une distribution peu économique du métal que dans son manque de stabilité et de sécurité : car, avec des accroissements de charge comparativement limités, une poutre armée peut passer d'un état de sûreté parfaite à un état d'incertitude et de danger.

RÈGLE APPROXIMATIVE POUR CALCULER LA RÉSISTANCE D'UNE POUTRE EN FONTE ARMÉE DE TIRANTS EN FER.

Pour calculer la résistance des poutres armées, nous supposerons que la tension des tirants soit telle qu'ils

fussent soumis à un effort de 1259 kil. par cm², au moment où la fonte éprouverait à un effort de 394 kil. par cm² : dans ce cas de proportionnalité parfaite dans les efforts, nous avons trouvé, par des raisonnements qu'il est inutile de répéter ici, la règle approximative suivante, pour calculer la charge de sécurité d'une poutre armée :

Ajouter trois fois la section des tirants à la section de la nervure inférieure, et substituer cette valeur à la section de la nervure inférieure dans la formule ordinaire. Le tiers de cette valeur donnera la charge de sécurité ou un $\frac{1}{3}$ de la charge de rupture théorique.

Ou, en d'autres termes, soient :

P la charge de sécurité en tonnes.

s_1 la section de la nervure inférieure en cm².

s' la section des tirants en cm².

h la hauteur de la poutre en fonte en cm.

l sa longueur en cm.

Nous aurons :

$$P = k\,\frac{(s+3s')h}{3l} \qquad (1)$$

Dans la première série d'expériences, page 55, nous avons :

$$s_1 = \overset{\text{cm}^2.}{6{,}7739},\quad s' = \overset{\text{cm}^2.}{2{,}5160},\quad h = \overset{\text{cm.}}{10{,}16},\quad l = \overset{\text{cm.}}{137{,}16},$$

$$\text{et}\quad P = \frac{4{,}09 \times (6{,}7739 + 3 \times 2{,}5160) \times 10{,}16}{3 \times 137{,}16} = 1^{\text{T}},44.$$

Or, la charge de rupture de cette poutre trouvée par l'expérience III, page 55, était d'environ $4^{\text{T}},0$ dont le $\frac{1}{3} = 1^{\text{T}},3$ donne la charge de sécurité. Ce résultat montre que les diverses parties de cette poutre avaient des proportions convenables.

Dans tous ces calculs, nous avons admis l'hypothèse que la section de la nervure supérieure de la poutre a été proportionnée de manière à équilibrer les efforts de tension des tirants et de la nervure inférieure.

Voyons maintenant la question d'économie de fabrication.

COMPARAISON DES PRIX DE REVIENT ENTRE LES POUTRES ARMÉES ET LES POUTRES SANS ARMATURES.

Quand on veut se rendre compte des avantages respectifs des poutres de formes différentes, on devrait toujours calculer le prix auquel revient pour chacune d'elles une certaine unité de résistance.

Ainsi, dans le cas des poutres armées, si nous posons :

p le prix de revient de la poutre non armée,

p_1 le prix de revient des tirants.

p_2 les frais de main-d'œuvre et de pose de ces armatures,

r la résistance à la rupture de la poutre simple,

R la résistance à la rupture de la poutre armée,

le prix de revient de l'unité de résistance de la poutre simple sera $\frac{p}{r}$;

celui de l'unité de résistance de la poutre armée sera $\frac{p+p_1+p_2}{R}$;

le rapport de ces prix sera $\frac{p}{p+p_1+p_2} \times \frac{R}{r}$ (1).

Dans le cas de la poutre d'épreuve (Voir le tableau de la page 55), nous avons :

$$p = 5^f,625,\ p_1+p_2 = 5^f,00,\ r = 2630^k$$
$$R = 3355^k$$

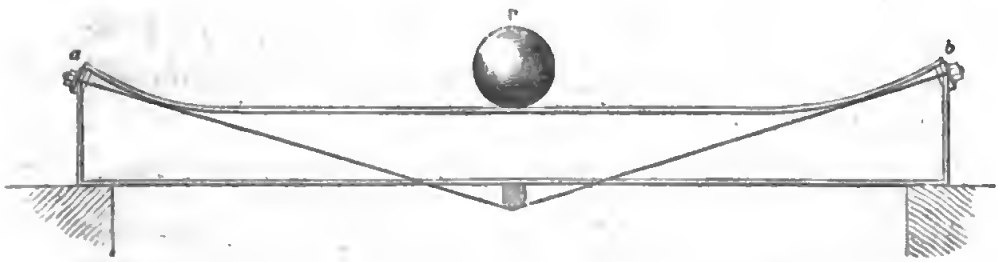
et la formule (1) nous donne pour le rapport des prix

de l'unité de résistance de la poutre simple et de la poutre armée $\frac{5,626}{5,625+5} \times \frac{3355}{2630} = \frac{2}{3}$ environ, c'est-à-dire que la poutre simple est de $\frac{1}{3}$ plus économique que la poutre armée.

POUTRES ARMÉES OU LES TIRANTS SONT ATTACHÉS AU-DESSUS DU NIVEAU DE LA NERVURE SUPÉRIEURE.

Examinons maintenant le cas où les points d'attache *a* et *b* des tirants sont placés au-dessus de la nervure supérieure, comme dans la figure ci-contre. Cette disposi-

Fig. 25.



tion, d'après moi, tendrait à accroître plutôt qu'à diminuer les défauts de la poutre armée; car, en élevant les points d'attache *a* et *b*, on augmente le danger de rupture de la nervure supérieure par les tirants. Disons, en passant, que cette objection s'applique également aux poutres complexes de cette forme entièrement en fer.

En revenant à la poutre de meilleur profil et de section d'égale résistance, on verra (Tableau de la page 59) que, en la renversant sens dessus dessous avec la nervure inférieure en haut, nous avons dans la forme simple une pièce comparativement faible, qui se rompt sous 1525 kil., au lieu de 2643 kil., qui est la charge de rupture, quand la petite nervure destinée à résister à la compression est en dessus. Ces faits sont corroborés par des expé-

riences directes. Il suit de là que ce seul changement de position lui fait perdre la moitié de sa résistance.

Si l'on essaie de compenser cette perte par l'application d'une force auxiliaire, sous la forme de tirants attachés à la partie faible de la poutre, on fait entrer en action des éléments de résistance complétement nouveaux, et, pourvu que les tirants soient suffisants, on peut raisonnablement s'attendre à obtenir une pièce plus résistante que la pièce simple dans sa position ordinaire, mais sans auxiliaires. En réalité, la résistance à la compression est sextuple, et en admettant que les tirants présentent des garanties équivalentes à la traction, nous obtiendrons une poutre pouvant théoriquement supporter une pression énorme, environ six fois la charge de rupture de la poutre simple.

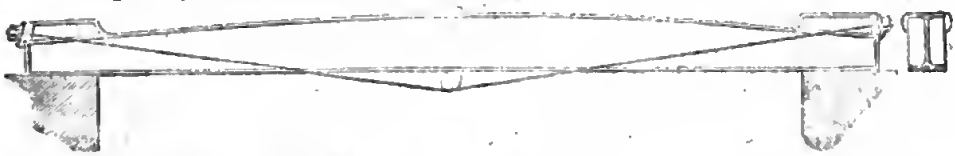
Cette évaluation de la résistance repose sur l'hypothèse que les deux résistances à la traction et à la compression sont égales, et que les différentes parties de la poutre sont disposées de manière à conserver la liaison de toutes les parties, et à empêcher le déchirement du métal dans le sens horizontal, comme dans le sens vertical.

Nous avons admis que les tirants peuvent avoir quelque utilité dans la disposition de la fig. 25; mais comme il faudrait changer la forme de la pièce et en renforcer quelques parties, on peut se demander si une poutre homogène d'une seule pièce ne présenterait point la même résistance.

Les opinions sur ce sujet étant très-diverses, j'ai cru nécessaire d'étudier cette question expérimentalement; et pour arriver à des conclusions exactes, j'ai fait préparer et essayer des poutres modèles, qui m'ont donné les résultats suivants :

EXPÉRIENCES POUR DÉTERMINER LES AVANTAGES QUE POURRAIENT PRÉSENTER LES TIRANTS EN FER ADAPTÉS COMME AUXILIAIRES AUX POUTRES EN FONTE.

Expériences sur une poutre en fonte du profil de plus grande résistance, ayant une longueur de 1m,372 entre les points d'appui, armée de deux tirants en fer, de 12mm,7 de diamètre chacun, avec la plus grande nervure en dessous.



EXPÉRIENCE I.

Nos de l'expérience.	CHARGES en kilogram.	FLÈCHES en millimètr.
	k.	mm.
1	184	1,27
2	413	2,54
3	616	3,81
4	819	5,08
5	1022	5,84
6	1124	7,11
7	1225	7,87
8	1327	8,64
9	1428	9,40
10	1479	9,65
11	1530	10,16
12	1581	10,41
13	1682	11,18
14	1784	11,94
15	1833	12,19
16	1885	12,70
17	1945	12,95
18	1987	13,21
19	2038	13,46
20	2088	13,97
21	2139	14,22
22	2180	14,48
23	2241	14,99
24	2299	15,24
25	2342	15,75
26	2393	16,26
27	2444	16,51
28	2495	Rupture,

l'un des tirants ayant cédé par traction.

Flèche maxima } 17,76

EXPÉRIENCE II.

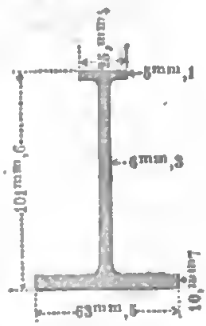
Nos de l'expérience.	CHARGES en kilogram.	FLÈCHES en millimètr.
	k.	mm.
1	184	1,143
2	396	1,930
3	645	3,302
4	803	4,394
5	1116	5,943
6	1319	7,290
7	1523	8,687
8	1726	10,261
9	1974	11,176
10	2082	12,319
11	2127	12,700
12	2177	13,487
13	2228	14,224
14	2279	14,833
15	2330	15,240
16	2380	15,748
17	2405	16,256
18	2492	17,068
19	2544	17,526
20	2594	18,034
21	2645	18,440
22	2706	18,796
23	2757	19,304
24	2793	19,608
25	2844	
26	2895	
27	2945	
28	2996	20,980
29	3047	
30	3098	
31	3144	
32	3195	
33	3236	
34	3296	
35	3348	
36	3399	
37	3450	23,723
38	3500	
39	3551	
40	3602	Rupture.

Flèche maxima } 25,095

EXPERIENCE III.

Nos de l'expérience.	CHARGES en kilogram.	FLÈCHES en millimètr.
	k.	mm
1	184	0,305
2	714	3,048
3	1120	3,861
4	1526	5,664
5	1932	7,213
6	2339	8,280
7	2542	10,160
8	2746	11,938
9	2956	13,411
10	3151	14,503
11	3354	15,748
12	3517	17,018
13	3761	18,667
14	3964	19,812
15	4015	Rupture.

Flèche maxima } 20,066



Section de la nervure inférieure :

$= 63,5 \times 1,670 = 677^{mm^2},39.$

Section de la nervure supérieure :

$= 25,4 \times 5,08 = 19^{mm^2},35.$

Hauteur de la poutre au milieu :

$= 101^{mm},6$

Dans l'expérience I, l'un des tirants s'est brisé après avoir porté pendant quelques secondes une charge de 2495 kil. La seconde et la troisième poutres se sont rompues par compression à la nervure supérieure. En prenant la moyenne de ces trois résultats, la charge de rupture serait de 3370 kil.

L'un des tirants s'étant brisé, on recommença deux fois l'épreuve avec des tirants de 19^{mm} de diamètre, pour que la rupture précédât celle des tirants qui devaient céder à la tension.

Expérience IV.

La même poutre avec la grande nervure en bas, mais sans tirants. Distance entre les points d'appui : 1^{m},372.

NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	CHARGES en KILOGRAMMES.	FLÈCHES en MILLIMÈTRES.
	k.	mm.
1	184	17,78
2	714	38,10
3	917	72,64
4	1120	82,80
5	1323	106,68
6	1526	124,71
7	1729	142,24
8	1932	160,27
9	2136	173,22
10	2339	184,15
11	2440	190,50
12	2542	197,10
13	2643	Rupture.
	Flèche maxima.....	199,64

Fig. 26.

Expérience V.

La même poutre avec la grande nervure en haut et deux tirants de 19mm,05, *de diamètre. Distance entre les points d'appui,* 1m,373.

NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	CHARGES en KILOGRAMMES.	FLÈCHES en MILLIMÈTRES.
	k.	mm.
1	184	0,76
2	714	1,78
3	1120	2,54
4	1526	4,06
5	1932	5,08
6	2339	6,10
7	2745	7,62
8	3151	9,14
9	3557	11,94
10	3964	13,46
11	4372	15,49
12	4573	17,53
13	4776	19,56
14	4975	21,34
15	5178	23,11
16	5381	25,91
17	5584	
	Flèche maxima.....	26,92

La poutre, dans cette position, aurait porté une charge beaucoup plus considérable, si les tirants avaient eu plus de rigidité. En effet, la partie inférieure de la poutre se déchira par l'augmentation de flexion, avant que la nervure supérieure fût arrivée à sa résistance *maxima* à la compression.

Expérience VI.

La même poutre renversée avec la grande nervure en dessus, et sans tirants. Distance entre les points d'appui, 1^{m},372.

NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	CHARGES en KILOGRAMMES.	FLÈCHES en MILLIMÈTRES.
	k.	mm.
1	184	2,032
2	714	5,553
3	917	5,740
4	1120	9,195
5	1323	12,014
6	1425	13,055
7	1525	Rupture.
	Flèche maxima.....	13,970

Les expériences que nous venons de rapporter donnent les résistances des poutres ayant les formes et les dispositions suivantes :

1° La poutre en fonte, de meilleure forme, avec la grande nervure en bas et armée de tirants ;

2° La même poutre renversée avec la grande nervure en dessus, et les tirants comme précédemment ;

3° La même poutre, la grande nervure en dessus, sans tirants ;

4° La même poutre sans tirants, ayant les formes et la disposition qui correspondent à la résistance maxima.

On peut, jusqu'à un certain point, comparer ces diverses conditions, et nous donnerons ici un tableau des résultats des expériences et du rapport des résistances de ces poutres.

RÉSUMÉ DES EXPÉRIENCES QUI PRÉCÈDENT.

PROFIL de la POUTRE.	DESCRIPTION DE LA POUTRE.	CHARGE DE RUPTURE en kilog.	RAPPORTS des RÉSISTANCES de rupture.
	Poutre en fonte, la grande nervure au bas de la pièce.	2643 k.	100 : 127
	La même poutre dans la même position, avec deux tirants en fer la supportant au milieu..	3370	
	Poutre renversée, la grande nervure en dessus, sans tirants..	1525	100 : 333
	La même, dans la même position, la grande nervure supportée par les tirants.	5584	
	Poutre armée de deux tirants, comme plus haut, la grande nervure en dessous	3370	100 : 165
	La même, avec deux tirants, et la grande nervure en dessus.	5584	
	Poutre sans tirants, la grande nervure en dessus..	1525	100 : 173
	La même poutre, la grande nervure en dessous.	2643	

Du résumé qui précède, on peut tirer les conclusions suivantes :

1° L'accroissement de résistance qu'on obtient en armant de tirants la poutre en fonte du profil de plus grande résistance, est dans le rapport de 100:127, ou de plus d'un $\frac{1}{4}$ (1).

2° La poutre simple renversée, la petite nervure en bas, perd les $\frac{3}{4}$ de la résistance qu'elle avait dans sa meilleure position, la grande nervure en bas; le rapport entre les résistances dans ces deux positions est de $\frac{100}{173}$. En outre, la même poutre renversée et armée est à la poutre renversée mais non armée comme 100:333.

3° Enfin la même poutre, armée dans les deux cas, a une résistance de 7,5 pour 100 supérieure avec la grande nervure en bas, tandis que, dans l'autre position, la grande nervure en bas, sa résistance n'est pas augmentée d'une manière notable comparativement à la même poutre dans la même position, mais non armée.

Nous pourrions multiplier ces comparaisons, mais il nous suffira d'avoir prouvé ce fait que, dans les circonstances les plus favorables, les poutres ne peuvent pas gagner une augmentation de résistance importante par l'addition de tirants en fer forgé. Dans les cas où ces auxiliaires deviendraient absolument nécessaires, je recommanderais de les attacher aux poutres par une forte nervure, à la partie supérieure, pour résister à la compres-

(1) Voir, à l'appendice n° III, un compte-rendu des dangers qu'a présentés une poutre armée de cette manière. (*N. de l'A.*)

sion, de proportionner leur résistance et de régler leur tension de manière à les opposer à la rupture, en même temps que la partie supérieure rigide. Ce qui, cependant, est infiniment préférable, c'est une poutre en tôle bien construite, à laquelle on peut donner une résistance presque illimitée et une portée de 150 à 300 mètres.

REMARQUES GÉNÉRALES SUR LES POUTRES EN FONTE.

J'ai probablement accordé à cette partie de mon sujet plus d'attention qu'il ne paraît à première vue le comporter. Je ferai remarquer cependant que l'ignorance des principes de la construction des poutres en fonte a été la cause de beaucoup d'accidents graves, et je puis espérer peut-être que les recherches que je viens de faire ne seront pas tout à fait inutiles pour les travaux qui doivent réunir les conditions essentielles de l'économie de matière et d'une grande sécurité, et qui demandent par conséquent tant de soins de la part de l'architecte et de l'ingénieur.

Si j'ai rempli ce but et si j'ai présenté un aperçu plus exact des principes de construction, je me croirai amplement récompensé du temps et des peines que m'a coûtés cette étude.

Avant d'entrer dans une autre division importante de mon ouvrage, celle de la résistance des poutres tubulaires appliquées aux ponts, je veux m'arrêter quelque peu à l'étude des poutres en fer destinées à porter les planches des édifices, et aux autres applications où les conditions principales sont la stabilité et la sécurité contre l'incendie. Pour cette partie du sujet, nous avons à

notre disposition, sur la forme et sur la construction, une grande quantité de renseignements qui, depuis ces vingt dernières années, ont guidé nos efforts dans ce département de la science pratique. Nous devons aux recherches remarquables et concluantes de M. Hodgkinson beaucoup de formules et d'autres données utiles pour l'art de la construction. Plusieurs raisons nous empêchent d'avoir une confiance entière dans l'emploi de la fonte ; ce sont l'inégalité de retrait dans le refroidissement de ce métal, sa fragilité, les imperfections et les soufflures qu'on rencontre dans les pièces coulées, et l'absence d'indications de la rupture qui est sur le point de se produire.

Le *retrait* ou la contraction de la fonte pendant son refroidissement nous expose à de grandes incertitudes. Une pièce de fonte, quoique dans de bonnes proportions, éclate quelquefois soudainement, sans cause apparente ; l'exposition à la pluie ou un froid intense pendant la nuit cause souvent la rupture, et, dans ce cas, elle est accompagnée d'un bruit violent, semblable à un coup de pistolet. Par un examen attentif, on voit que l'accident est dû à un violent effort de tension dans le voisinage immédiat de la fracture, qui est ordinairement fort large, et il faut employer une force énorme pour ramener les parties au contact. Cette tension inégale et dangereuse à l'intérieur de la pièce me semble provenir ou d'un refroidissement irrégulier, qui troublerait sérieusement la cristallisation, ou d'un mélange imparfait des métaux, qui produirait un retrait plus grand dans une partie que dans une autre, et dont la conséquence serait une tension inégale des molécules. Il faut donc apporter la plus grande attention à la coulée : il faut s'assurer que les mé-

taux sont bien mêlés et que les moules et les modèles ont des proportions qui assurent un refroidissement uniforme. Ces détails du métier ont la plus grande importance. Les moules, après la coulée, devraient être hermétiquement recouverts, et il faudrait les laisser en place aussi longtemps que possible pour obtenir, par un refroidissement uniforme, une plus grande perfection dans la structure cristalline (1).

Une seconde cause de danger, c'est le caractère de fragilité et d'irrégularité que les corps cristallins présentent à un bien plus haut degré que ceux de structure fibreuse; le fer, par sa ductilité et sa nature fibreuse, est dans de meilleures conditions que la fonte pour résister aux chocs et pour porter les lourdes charges, et sa grande résistance aux efforts de traction fait de son application une question de la plus haute importance pour les constructeurs. La supériorité de sa résistance à la tension n'est pas la seule qualité qui le recommande : les formes et les conditions nouvelles dans lesquelles on peut le manufacturer et l'employer dans des dispositions et sous des formes variées pour résister à la compression,

(1) Tredgold paraît avoir eu connaissance des dangers qu'entraîne un refroidissement inégal de la fonte. Dans ses remarques sur la qualité et sur la structure des métaux, il dit, page 8 de son *Traité sur la résistance de la fonte*, « qu'il faut apporter les plus grands soins à obtenir l'homogénéité dans chaque coulée, parce que le retrait varie avec la qualité de la fonte, et qu'un retrait irrégulier produit une tension inégale des particules du métal, altère sa résistance et l'expose à des ruptures soudaines et inattendues. » Plus loin, il ajoute : « Je ne dois pas oublier de rappeler que la fonte, lors de sa rupture, ne donne aucun avertissement de l'accident qui va se produire, et c'est là son principal défaut quand on l'emploie à supporter l'action des charges permanentes ou des forces en mouvement. »

(*N. de l'A.*)

le feront préférer à la fonte, comme plus léger et plus sûr. Un autre inconvénient de la fonte, c'est qu'il est impossible de découvrir les imperfections et les soufflures qui se trouvent dans l'intérieur des pièces et qui trompent les regards les plus exercés. Ces défauts sont sont fréquents, et on a de nombreux exemples de pièces coulées qui, parfaites à l'extérieur, cachaient sous une couche unie et saine les soufflures ou les cendres qui devaient en amener la rupture. Ces imperfections ne peuvent se rencontrer dans les poutres en fer, parce que les différentes opérations de la fabrication, telles que le puddlage, le cinglage, la mise en paquets, le laminage, suffisent à faire reconnaître les imperfections qui altéreraient la qualité des feuilles de tôle. Il peut se rencontrer, toutefois, que de petites quantités de scories soient enfermées dans l'épaisseur des barres qui servent au laminage des feuilles; mais ces défauts n'affectent sensiblement la résistance que dans le cas des tôles à chaudières, qu'elles exposent à être brûlées sous l'action d'une grande chaleur. Dans la construction des poutres, ces défauts ont moins d'importance, parce qu'ils n'altèrent pas sérieusement leur résistance.

INFLUENCE DE LA DURÉE DE LA CHARGE ET DE LA TEMPÉRATURE SUR LA RÉSISTANCE DES BARRES DE FONTE.

Avant de terminer ces observations sur les poutres en fonte, il sera peut-être utile de rappeler quelques faits d'expérience relatifs à deux questions intéressantes et importantes, c'est-à-dire à l'action du temps et à celle de la température sur la fonte, et de voir dans quelles limites ces causes modifient sa résistance aux forces qui

tendent à la déchirer ou à la briser. Ces questions m'ont occupé, il y a quelques années, et comme elles portent directement sur le sujet qui nous occupe, nous donnerons quelques extraits de ces expériences [1] qui, à cette époque, ont été jugées d'une grande utilité, et qui ont conduit à plusieurs résultats importants.

INFLUENCE DE LA DURÉE DES CHARGES.

De tout temps, on s'est demandé dans quelles limites un corps comme la fonte peut être soumis à l'action d'une charge sans que sa résistance soit altérée. Cette question n'est, jusqu'à présent, qu'imparfaitement résolue, parce que tous les corps sont soumis à de nombreuses causes d'altération et de perturbation, qui affectent leur état permanent, et qui conduisent d'une manière lente, mais inévitable, à leur destruction. Les influences atmosphériques, la température, le temps, sont chacun des éléments qui concourent à ce résultat, et il est curieux de savoir quel est celui qui a le plus d'influence sur la stabilité d'une matière de construction aussi répandue que la fonte. Pour résoudre ce problème, j'ai commencé, en 1837, une série d'expériences, qui se sont prolongées pendant huit ans; et comme ces expériences sont en désaccord avec la théorie généralement adoptée de la résistance des matériaux, il nous sera nécessaire non-seulement d'en faire connaître les résultats, mais encore d'en tirer des conclusions pratiques.

---

[1] Pour plus de détails sur ce sujet, voir mon rapport sur les effets de la durée de la charge et de la température, inséré dans le 6e volume des *Transactions de la Société britannique pour l'avancement de la science.* (*N. de l'A.*)

ACTION DU TEMPS.

Dans le rapport lu à la Société britannique pour l'avancement de la science, nous avons présenté les remarques préliminaires suivantes sur l'action du temps sur les métaux soumis à des charges permanentes.

Dans les expériences qui précèdent sur la résistance transversale de la fonte, on a supposé que l'élasticité restait parfaite jusqu'au tiers de la charge de rupture, et qu'on ne devrait jamais dépasser cette limite [1]. Cette

[1] M. Hodgkinson, en discutant ses expériences sur la résistance transversale des fontes anglaises, a trouvé une formule qui exprime bien le rapport des pertes d'élasticité aux charges correspondantes. Les barres essayées avaient une longueur de 1m,372 entre supports et 2cm,54 d'équarrissage ; la charge était placée au milieu de la barre. Pour les barres carrées, la formule prend la forme :

$$e = k \frac{P^2}{n}.$$

e perte d'élasticité en millimètres.

P charge correspondante en kilogrammes.

$k = 0{,}039396$, coefficient de réduction des mesures anglaises en mesures métriques.

n coefficient variable avec les qualités de fonte, les dimensions des barres, etc.

En prenant les moyennes entre les pertes d'élasticité obtenues avec douze fontes de qualités différentes, et en faisant $n = 328$, on a le tableau suivant :

Charges en kilogrammes..	k. 25,4	k. 50,8	k. 76,2	k. 101,6	k. 127,0	k. 152,3	k. 177,3
Pertes d'élasticité mesurées.....	mm. 0,094	mm. 0,323	mm. 0,711	mm. 1,245	mm. 1,930	mm. 2,769	mm. 3,785
Pertes d'élasticité calculées.....	0,070	0,310	0,686	1,245	1,854	2,794	3,785

On voit ainsi que les pertes d'élasticité sont sensiblement proportionnelles

hypothèse, soutenue par Tredgold, a été généralement adoptée, mais sans fondement, à mon avis. Dans quelques expériences, déjà anciennes, ayant pour objet la comparaison des fontes à air chaud et à air froid, on avait remarqué que la plupart du temps l'élasticité était altérée d'une manière notable pour des charges correspondant à $\frac{1}{5}$e ou à $\frac{1}{6}$e de la charge de rupture. Ce fait avait assez d'importance pour porter mon attention sur les flexions permanentes des expériences précédentes, et me faire noter avec soin les pertes d'élasticité dans celles qui suivirent, jusqu'au moment où les charges furent arrivées au repos sur les barres. En suivant cette méthode, on verra que la valeur des flèches permanentes a été donnée à des intervalles déterminés, depuis le commencement des expériences jusqu'à l'instant de la rupture, et on appréciera plus facilement les rapports qui existent entre les charges, les flèches et les pertes d'élasticité.

La limite très-rapprochée à laquelle l'élasticité est altérée nous a amené à faire une nouvelle série d'expériences, pour nous assurer si cette altération de l'élasticité, en prolongeant l'action de la charge, entraînerait la rupture. Cette question ne pouvait être résolue que par expérience.

Les recherches se résumaient en cette question : Dans quelle étendue peut-on charger sans danger la

---

aux carrés des charges correspondantes, ou, si l'on veut exprimer graphiquement cette relation, que les pertes d'élasticité forment les abscisses d'une parabole dont les charges sont les ordonnées. Il résulte de là qu'il n'y a pas de charge, si faible qu'elle puisse être, qui n'altère plus ou moins l'élasticité de la fonte. (*N. du Tr.*)

fonte ? Cette question très-importante affectait un point très-intéressant, la stabilité des ponts, celle des entrepôts, des fabriques et de toutes les constructions où l'on emploie la fonte.

En donnant la valeur de la résistance de la fonte, on a toujours pensé qu'il était dangereux de lui faire porter plus de $\frac{1}{3}$ de sa charge de rupture, et c'est toujours une bonne précaution de rester en deçà de cette limite; mais dans quelques cas particuliers, comme dans les ponts, les poutres pour entrepôts, etc., il serait convenable de ne prendre pour charge de sécurité que le $\frac{1}{5}$e ou le $\frac{1}{6}$e de la charge de rupture, à cause des efforts accidentels auxquels ces pièces peuvent être exposées, comme les chocs ou d'autres forces qui les placent dans des conditions défavorables. En examinant cependant les expériences, on voit qu'on a obtenu quelques résultats sur dix barres rectangulaires en fonte de $2^{cm^2},5399$ de section de fonte Coed Talon, à air chaud et à air froid, en y suspendant au milieu d'une manière permanente les charges suivantes :

Tableau I.

TABLEAU DES CHARGES AUXQUELLES ONT ÉTÉ SOUMISES DES BARRES DE FONTE DE L'USINE COED TALON, DE 1M,372 DE LONGUEUR ENTRE LES POINTS D'APPUI, POUR RECONNAITRE LES ALTÉRATIONS QU'UNE DURÉE PLUS OU MOINS PROLONGÉE DES CHARGES PEUT FAIRE SUBIR A LA FONTE.

(Les charges de rupture ont été données par les expériences et sont en moyenne de 230k,3 pour la fonte à air froid, et de 219k,5 pour celle à air chaud.)

NUMÉROS DES BARRES.	CHARGE PERMANENTE en kilogr.	CHARGE DE RUPTURE moyenne en kilogr.	RAPPORTS DES CHARGES de rupture AUX CHARGES permanentes.	OBSERVATIONS.
	k.	k.		
1	127	240,3	1:551	Fonte à l'air froid.
2	152	»	1:661	
3	178	»	1:771	
4	203	»	1:881	
5	203	»	1:991	
6	127	219,5	1:578	Fonte à l'air chaud.
7	152	»	1:604	
8	178	»	1:805	
9	203	»	1:925	
10	203	»	1:925	

Le tableau qui précède montre le mode d'expérimentation adopté pour mesurer avec une grande exactitude les plus petits accroissements de flèches qui, de temps à autre, se manifestaient sur ces barres. Si cet accroissement avait été progressif, on en aurait conclu que la rupture aurait lieu à une époque plus ou moins reculée ; s'il en avait été autrement, qu'un nouvel arrangement des parties aurait dû se produire, et qu'elles étaient arrivées à développer une résistance équivalente à la charge.

Voici les résultats du mois de mars 1837 et du mois de juin 1842.

Tableau II.

RÉSULTATS OBTENUS SUR LES BARRES N° 2 ET N° 7, AVEC DES CHARGES PERMANENTES DE 152 KIL.

TEMPÉRATURE	DATES des OBSERVATIONS.	FONTE à l'air froid. FLÈCHE en millimètr.	FONTE à l'air chaud. FLÈCHE en millimètr.	OBSERVATIONS.
		mm.	mm.	
»	11 mars 1837.	32,257	37,109	Avant les époques où l'on prit les observations, en novembre et avril, la barre de fonte à air chaud avait subi des altérations.
25°,55 c.	3 juin 1838.	33,426	39,064	
22°,22	5 juillet 1839.	33,146	38,937	
21°,66	6 juin 1840.	33,096	38,607	
10°,00	22 nov. 1841.	33,172	41,147	
14°,44	19 avril 1842.	33,223	41,147	
	Moyenne..	33,045	39,318	

Les expériences montrent qu'il y a eu, au bout de cinq années, un accroissement graduel des flèches de 0^{mm},787 pour l'air froid, et de 2^{mm},210 pour l'air chaud.

Tableau III.

RÉSULTATS OBTENUS SUR LES BARRES N° 3 ET N° 8, AVEC DES CHARGES PERMANENTES DE 178 KIL.

TEMPÉRATURE	DATES des OBSERVATIONS.	FONTE à l'air froid. FLÈCHE en millimètr.	FONTE à l'air chaud. FLÈCHE en millimètr.	OBSERVATIONS.
		mm.	mm.	
»	6 mars 1837.	42,179	43,560	
25°,55 c.	23 juin 1838.	46,329	45,795	
22°,22	5 juillet 1839.	46,239	45,668	
21°,66	6 juin 1840.	46,354	45,668	
10°,00	22 nov. 1841.	46,430	45,821	
14°,44	19 avril 1842.	46,456	46,024	
18°,78	Moyenne..	45,770	45,414	

Pendant cinq ans les flèches avaient été un peu plus

grandes pour la fonte à air froid que pour celle à air chaud, et leurs accroissements pour les deux espèces de fonte étaient dans le rapport de 45,770 à 45,414, tandis que dans le tableau précédent, avec des charges moins considérables, l'accroissement était en sens inverse, ou de 33^{mm},045 pour la fonte à air froid, et de 39^{mm},318 pour celle à air chaud.

Néanmoins les flèches, dans ce cas, indiquent, comme plus haut, une augmentation bien marquée de 3^{mm},591 pour l'air froid, et de 1^{mm},854 pour l'air chaud.

Tableau IV.

RÉSULTATS OBTENUS SUR LES BARRES N°s 4, 5, 9 ET 10, AVEC DES CHARGES PERMANENTES DE 203 KIL.

TEMPÉRATURE	DATES des OBSERVATIONS.	FONTE à l'air froid. FLÈCHE en millimétr.	FONTE à l'air chaud. FLÈCHE en millimétr.	OBSERVATIONS.
		mm.		
»	6 mars 1837.	35,813	»	Les deux barres de fonte à air chaud se sont brisées dès qu'on y a posé la charge de 203 kilog.; et l'une de celles à air froid s'est rompue après l'avoir supportée 37 jours.
25°,55 c.	23 juin 1838.	37,007	»	
22°,22	5 juillet 1839.	36,728	»	
21°,66	6 juin 1840.	36,702	»	
10°,00	22 nov. 1841.	36,804	»	
14°,44	19 avril 1842.	36,804	»	
18°,78	Moyenne..	36,626	»	

L'accroissement progressif de la flèche était ici de 0^{mm},813, ce qui, on le voit, est beaucoup moins considérable que celui du tableau précédent avec des charges de 178 kil., et inférieur à la flèche de la fonte à air chaud, qui était de 1^{mm},854 avec le même poids agissant comme charge permanente.

En étudiant l'ensemble de ces résultats pour la solu-

tion du problème des lois de la résistance des corps à des efforts continus, on doit observer de quelle admirable manière les propriétés cohésives de la matière s'adaptent aux circonstances, et avec quelle ténacité elles s'opposent aux forces qui tendent à en séparer les parties et à les briser.

Il faut encore examiner jusqu'où va cette propriété, et si les corps soumis à des charges ne dépassant même pas le millième de leur charge de rupture pourraient porter indéfiniment cette charge, dans le cas où aucune force étrangère n'interviendrait de façon à amener leur rupture.

J'ai tout lieu de croire qu'il en serait ainsi en réalité, quoiqu'on ait observé un accroissement progressif des flèches dans toutes les barres, ce que je crois pouvoir attribuer aux vibrations continuelles du bâtiment où elles étaient placées et aux influences atmosphériques, telles que les variations de température, l'oxydation, etc., auxquelles toute matière est soumise.

Les expériences que nous venons de rapporter établissent sans contestation ce fait important, qu'une pression continue et permanente, lors même qu'elle entraînerait la rupture, diffère complétement, dans son principe, de la perte d'élasticité que produisent les changements affectant les conditions du métal, tels que les variations de pression, qui font agir une force perturbatrice sur toutes les parties en action, et qui, par une série d'alternations, détruisent, en effet, ses capacités de résistance.

Dans le premier cas, la charge, quelque rapprochée qu'elle soit de la charge de rupture, agit d'une manière

fixe et permanente, tandis que, dans le second, les changements, si petits qu'ils soient, conduiraient, s'ils étaient suffisamment prolongés, à une destruction complète. Cette conclusion ressort des expériences de M. Hodgkinson, comme des miennes, et j'ai la conviction qu'une charge, si faible qu'elle soit, qui produirait une flèche permanente sur une barre, finirait par la rompre, si on l'enlevait et la replaçait un nombre de fois suffisant.

Prenons pour exemple les barres qui supportent la plus faible charge, 127 kil., et supposons que l'on en enlève 91 kil., et qu'on remette ce poids en place toutes les demi-minutes : il est évident que cette charge, souvent répétée, détruira à la fin la cohésion de la barre, soit à la partie inférieure où les cristaux sont soumis à la traction, soit à la partie supérieure où ils sont comprimés ; ou, ce qui est plus probable encore, les altérations iraient en croissant dans un certain rapport aux sections supérieures et inférieures correspondant à leur résistance à la compression et à la traction. Ce mouvement constant, ou ce glissement des atomes ou des molécules des corps cristallins comme des corps fibreux, est donc la cause de la rupture, et, en supposant qu'un changement ait lieu dans les molécules des corps, si faibles que puissent être les efforts agissant alternativement en sens contraires, tôt ou tard la rupture doit se produire, et ce n'est plus qu'une question de temps.

Les expériences qu'on fait actuellement dans ce point de vue particulier de la résistance des matériaux confirment si bien la justesse de ces observations, que je veux en parler ici. Je le ferai pour qu'on acquière une connaissance exacte des principes dont dépendent la sé-

curité et la durée des matières. Il y a une grande importance à populariser ces faits, parce qu'il existe une grande différence entre la résistance qu'on peut attribuer à une poutre exposée à des changements de pression, et celle d'une poutre qui doit porter une charge permanente et dans un état de repos complet.

ACTION DE LA TEMPÉRATURE.

Les conséquences des effets de la température sur la fonte sont développées avec beaucoup de détails dans mon rapport publié dans le quatrième volume des *Actes de la Société britannique pour l'avancement de la science*. Les expériences qu'il contient sont concluantes, et celles qu'on a données sur les influences de la durée des charges auraient été moins complètes, si on laissait celles-ci de côté.

Dans ce Mémoire, on rappelle que Rondelet, dans son *Traité de bâtir*, a donné et rassemblé les résultats des expériences faites par lui et par d'autres sur la dilatation des corps sous l'action de la chaleur; mais je crois pouvoir dire que j'ai été le premier à mesurer la résistance des substances métalliques à différentes températures, et, quoique l'action de la chaleur sur les métaux n'ait pas échappé aux physiciens, il n'est pas à ma connaissance que ceux qui ont écrit sur ce sujet aient dirigé leurs expériences dans le sens qui va nous occuper.

Si le temps l'avait permis, je me serais proposé d'étendre ces expériences sur l'action de la chaleur à une plus grande variété de formes et de changements de température. Des expériences ainsi éten-

dues auraient conduit peut-être au développement de quelque loi nouvelle, surtout pour les changements produits par des accroissements et des décroissements alternatifs de température. Une fois, peut-être, je pourrai reprendre ces recherches si intéressantes, qui ont tant d'importance pour la science théorique comme pour la science pratique, et je suis convaincu qu'elles seront de la plus grande utilité dans toutes les circonstances où les matériaux sont exposés à des variations fréquentes de température. Pour le moment, nous nous contenterons de donner les résultats comparatifs que fournissent nos expériences.

Tableau V.

COMPARAISON ENTRE LES RÉSISTANCES TRANSVERSALES ET LES RÉSISTANCES AU CHOC DE BARRES DE FONTE COED TALON A AIR CHAUD ET A AIR FROID, SOUS DIVERSES TEMPÉRATURES.

Résistance transversale.

TEMPÉRATURE.	FONTE à L'AIR FROID.	FONTE à L'AIR CHAUD.	RAPPORT des résistances transversales des deux espèces de fonte.
	Fonte n° 2.	**Fonte n° 2.**	
	k.	k.	
— 3°,33C	385,9	373,2	1000 à 9672
0°	426,5 / 434,6 } moyenne 430,6	423,2 / 410,8 } moyenne 417,0	1000 à 977,6
87°,77	327,9	373,4	1000 à 1108
Rouge sombre.	336,9	376,2	»
	Fonte n° 3.	**Fonte n° 3.**	
100°	410,3 / 427,8 } moyenne 419,1	371,1 / 378,2 } moyenne 419,1	1000 à 885,4
315°,55	412,3 / 524,6 } moyenne 468,4	416,0	1000 à 847,4

Rapport des résistances au choc, la moyenne entre les résistances des deux fontes à 0° étant prise pour unité.

TEMPÉRATURE.	FONTE à L'AIR FROID.	FONTE à L'AIR CHAUD.	RAPPORT des résistances au choc des deux espèces de fonte.
	Fonte n° 2.	Fonte n° 2.	
— 3°,33C	0,900	0,877	1000 à 974
0°	0,927 } moyenne 0,984 1,041 }	1,047 } moyenne 1,016 0,985 }	1000 à 1032,9
87°,77	0,575	0,769	1000 à 1336

Modules d'élasticité en kilog. par cm² de section.

TEMPÉRATURE	FONTE A L'AIR FROID.	FONTE A L'AIR CHAUD.
	Fonte n° 2.	Fonte n° 2.
	k.	k.
— 3°,33C	18489,0	20300,4
0°	19217,9 } moyenne 20385,7 21553,5 }	19526,3 } moyenne 19924,5 20322,7 }
87°,77	20480,9	19734,1

Quand nous avons voulu continuer ces expériences, notre provision de fonte n° 2 était malheureusement épuisée, ce qui empêche la comparaison entre 3°,33 au-dessous de zéro et la température correspondant à la fusion du plomb. Le n° 3 aurait dû être chargé jusqu'à la rupture sous toutes les températures, pour qu'on pût évaluer sa diminution de résistance au fur et à mesure de l'élévation de température. Cela n'a pu avoir lieu, et c'est pour cette raison que la comparaison est restreinte aux deux qualités n° 2 et n° 3, et entre 100°C et 315°,55 C.

On voit que, dans la fonte n° 2, la résistance diminue graduellement, à mesure que la température s'élève; tandis que dans le n° 3 elle augmente, comme il est indiqué dans le tableau, de $419^k,1$ à $468^k,4$, ce qu'on ne peut expliquer que par une irrégularité et une plus grande rigidité dans cette qualité de fonte. En résumé, nous pouvons en conclure que la fonte de qualité moyenne perd de sa résistance quand elle est exposée à une température moyenne supérieure à 49°C, et qu'elle présente des dangers à la température de la congélation de l'eau ou 0°.

DES MÉLANGES DE FONTE.

Nous ne possédons aucune règle, aucune loi bien déterminée, qui puisse nous guider avec sûreté dans le mélange des diverses qualités de fontes pour les pièces coulées. Chaque fondeur suit ses propres habitudes, et il est très-difficile d'obtenir des pièces d'un mélange déterminé à l'avance sans une surveillance sévère. Les fondeurs, les directeurs d'usines, les chauffeurs des fours paraissent attacher peu d'importance au mélange des métaux, et c'est là la cause de ces diversités entre les fontes douces ou dures, fortes ou faibles, de tous ces défauts qu'on pourrait éviter avec une connaissance plus exacte des qualités et des proportions à employer pour chaque espèce de fonte et de la quantité de charbon et de fondant que demande la fusion. Ces considérations sont de la plus haute importance dans la fonderie, et il reste encore beaucoup de progrès à faire dans la manipulation du moulage et dans la distribution des jets de coulée, qui demande beaucoup d'intelligence et d'habileté.

On a toujours pensé qu'il était avantageux de mélanger les fontes, et il doit en être ainsi, puisque nous avons à notre disposition tant de variétés de fontes, de douces, de dures, de riches, de pauvres, de blanches, de bleues, de grises, etc., qui peuvent, par leur combinaison, nous donner toutes les qualités de métal employées dans les arts. Les mélanges ont encore ce grand avantage d'améliorer la qualité de la fonte, et de former des composés qui, avec les soins nécessaires, peuvent varier avec les usages auxquels les pièces sont destinées. On obtiendra un mélange convenable pour les poutres employées dans les ponts ou dans les édifices, en prenant $\frac{2}{3}$ de fonte de Galles n° 3 forte, une portion de fonte d'Ecosse ou du comté de Stafford n° 2, et une petite quantité de vieille fonte. On peut employer aussi d'autres fontes fortes, telles que la fonte écossaise à grains fins ou la fonte du comté de Stafford n° 3; une petite quantité du n° 4, et environ $\frac{1}{4}$ à $\frac{1}{5}$ de fonte provenant de minerai d'hématite rempliront le même but. Ces mélanges sont d'une grande utilité pour obtenir un métal fort; mais, dans les cas ordinaires, on peut les laisser à la discrétion du fondeur.

Nous citerons ici un mélange qui, plus que tout autre, semble indiquer une résistance supérieure. En 1847, M. Owen, l'Inspecteur des métaux de l'Amirauté, a eu la bonté de me communiquer ses expériences sur la fonte durcie de M. Morries Stirling, qui, suivant ce dernier, aurait une résistance double de celle de la fonte commune.

Le procédé de M. Stirling consiste à faire fondre au

cubilot ou au réverbère une certaine quantité de fer avec les gueuses. M. Owen donne les résultats dans les deux cas, et, comme ils ont beaucoup d'analogie avec ceux qui font le sujet de ce travail, je prends la liberté de les citer ici. Les expériences ont été faites en grand. Les poutres avaient 5m,182 de long, et 4m,877 entre les supports, leur section au milieu étant celle de la figure ci-contre.

Les poutres avaient le profil indiqué par M. Hodgkinson, et pesaient environ 762 kil. chacune ; leur charge de rupture calculée était de 40t,118.

Les mélanges furent composés de la manière suivante :

FUSION AU CUBILOT.

	Parties.	Charge de rupture.
Fonte de Russell's Hall à air chaud, n° 2 (comté de Stafford).	15	51t,290
Prior Field, n° 2 (comté de Stafford). . . .	20	
Riblons ou rognures de fer.	6	
	41 p.	

FUSION AU RÉVERBÈRE.

Ce même mélange, fondu au réverbère, a donné une charge de rupture de 52t,306 ; il y aurait donc une augmentation de résistance de 2 pour 100 en faveur de l'emploi du réverbère.

Des expériences sur sept pièces différentes, provenant de fontes Russell's Hall n° 2, Madeley Wood n° 3, Colebrook Vale n° 3 (pays de Galles), et Calder n° 1 (Ecosse), ont donné une résistance moyenne de rupture de 33t,770.

Le rapport de la résistance de ces fontes à celle des fontes Stirling est donc de 33,770 à 52,306, ou de 1 à 1,55.

Nous donnerons, pour terminer, le tableau suivant, qui résume les expériences faites sur les deux espèces de fonte.

Fontes ordinaires.		Fontes Stirling.	
NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	CHARGES DE RUPTURE en TONNES.	NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	CHARGES DE RUPTURE en TONNES.
	T.		T.
1	30,469	1	53,322
2	35,548	2	51,290
3	33,516	3	48,751
4	34,532	4	52,814
5	33,770	5	53,322
6	35,040	6	61,447
7	44,435	7	53,322
8	47,228	8	51,290
9	47,736	9	56,876
10	47,989	10	49,259
11	39,102	11	52,814
12	39,071		
13	39,102		
Moyenne. . .	T. 38,887	Moyenne. . .	T. 53,118

Le rapport des résistances des deux espèces de fonte est de 1 : 1,36 ; ce chiffre est, par conséquent, plus faible que celui qui a été trouvé plus haut, mais ce résultat suffit pour mettre en évidence la supériorité de ce composé pour les pièces exposées à des efforts transversaux.

Peu de temps après les expériences de M. Owen, je fus invité à assister aux expériences de mon ami, M. Lilie de Manchester, sur des fontes auxquelles on avait mêlé du fer, principalement sous la forme de copeau de tour. Ce fer paraissait fondre en même temps que la

fonte, et se combiner avec elle en diverses proportions. Les expériences indiquaient une résistance supérieure.

Les expériences de M. Lilie ont été faites sur des barres carrées, ayant 0m,914 de long, de 6cm²,45 de section (1 pouce carré), et posées sur des appuis écartés de 0m,864.

NUMÉROS des EXPÉRIENCES	DÉSIGNATION du MÉTAL.	CHARGE DE RUPTURE en kilogrammes	FLEXIONS en millimètres.	OBSERVATIONS.
		k.	mm.	
1	Fonte de Gartsherrie (Ecosse).	376,8	15,87	Une faible addition de poids fit ployer la barre et l'altéra au point de la rendre incapable de supporter la charge.
2	Mélange Lilie.	610,3	19,05	
3	Barre de fer (mêmes dimensions). . . .	457,0	15,87	

Ainsi, le mélange du fer, dans la fonte Lilie, donne à ce composé une résistance transversale qui l'emporte de $\frac{1}{3}$, sur celle de la fonte ordinaire, et de près de $\frac{1}{5}$e sur celle du fer. Il est à regretter, cependant, que M. Lilie n'ait pas poussé plus loin ses expériences, et qu'il n'ait pas donné les taux de résistance comparés pour les différents fers, en réduisant les barres au même échantillon de 6cm²,45. Il eût été fort utile aussi de mesurer les résistances à l'extension et à la compression de chaque mélange de fonte : car on ne peut douter que l'alliage du fer en riblons ou en copeaux de tour dans une proportion convenable, n'élève le taux de la résistance soit à la flexion, soit à l'extension ou à la compression.

Il vaudrait la peine d'entreprendre une série d'expériences sur ces composés, pour évaluer les résistances diverses des fontes mêlées de fer, et pour étudier, d'une

manière générale, un sujet encore si mal connu : car, jusqu'au jour où M. Morries Stirling a mis en évidence ces propriétés de combinaison, on avait cru que le fer ne pouvait ni se fondre, ni se combiner à la fonte.

Dans le cas où l'on ne voudrait pas employer la fonte durcie de M. Stirling, on pourra former une fonte de grande résistance et de grande rigidité, convenant très-bien aux poutres de ponts ou d'édifices, etc., en prenant les proportions suivantes :

	Parties.
Low Moor (comté d'York), n° 3.	30
Blaina ou fonte du comté d'York, n° 2.	25
Fonte du comté de Shrop ou de Derby, n° 3. . . .	25
Ferraille de bonne qualité.	20
	100

Ce mélange donne des pièces coulées d'une résistance supérieure, mais il est difficile de se le procurer, à cause du prix élevé de la fonte de Low Moor ; c'est pour cela même qu'on peut rarement compter sur les fondeurs pour avoir les proportions exactes qu'on avait déterminées à l'avance. Cette partie de la fabrication est laissée d'ordinaire à des subordonnés, qui, par négligence ou par ignorance, prennent le métal qui leur tombe sous la main, et trompent ainsi les calculs des mathématiciens, aussi bien que la confiance qu'on en tirait.

D'autres mélanges présentent des propriétés diverses ; tels sont ceux des fontes d'Ecosse et de Stafford, n° 1, qui conviennent pour les ouvrages légers et les pièces de machines, ou des qualités plus riches des mêmes fontes, dont le travail est plus facile et qui présentent plus de ductilité que les fontes fortes du pays de Galles.

Dans la pratique, ces mélanges demandent une grande attention, car la bonne réussite de tel objet manufacturé dépend, en bonne partie, du métal employé. Nous ajouterons encore que, une fois les proportions et les qualités des fontes déterminées pour le mélange, le succès dépend encore beaucoup de l'habileté et des soins de l'ouvrier qui a la charge du fourneau, soit pour la température du four pendant la fusion, soit pour celle à donner au métal au moment de la coulée.

Les limites de notre sujet ne nous permettent pas d'entrer dans un examen plus approfondi de ces conditions, qui influent beaucoup sur la texture cristalline de

---

(¹) Les fontes de la Grande-Bretagne peuvent se classer comme suit, d'après leurs provenances :

FONTES ANGLAISES.

Comté de Stafford. Apedale près Newcastle, Eagle Foundry, Windmill End, WSS. Coltham, Corbyn's Hall près Dudley, Level.

Comté d'York. Low Moor, Milton, Brierly près Bradford.

Comté de Derby. Butterley, Adelphi.

Comté de Shrop. Oldberry.

Comté de Worcester. Wall Brook.

Autres. Ley's Works, Lane End, Carroll, Elsicar, Old Park, etc.

FONTES D'ÉCOSSE.

Gartsherrie, Eglinton, Clyde, Govan, Calder, Carron, Monkland, Muirkirk, Dundyvan, Glengarnock, Devon, etc.

FONTES DE GALLES.

Blaina (Monmouth), Beaufort, Maesteg (Glamorgan), Cwm Avon (*id.*), Coed Talon, Ponkey, Frood, Ebw Vale, Pant, Pontypool, Brimbo, Plaskynaston, Varteg-Hill (G. du Snd), Dowlais, Bute, Crawshay, etc.

Istalyfera et Yniscedwyn (fontes à l'anthracite).

Les seules usines au charbon de bois sont celles de Newland, Blackbarrow, Duddon et Lorn, près d'Ulverston. (*N. du Tr.*)

la fonte, et qu'il ne faut négliger sous aucun prétexte, lorsqu'on veut obtenir une fonte de moulage à la fois résistante et fluide. Nous ajouterons que la fonte à l'anthracite est un métal très-tenace, et qu'on peut l'employer avec avantage dans les mélanges pour former une fonte dure et résistante; nous renvoyons, pour les expériences sur ce fer, au 6e vol., IIe série, des Mémoires de la Société de Manchester déjà cités.

Le tableau suivant, résultat de plusieurs années de travaux, donne les résistances transversales et d'autres propriétés de presque toutes les qualités de fontes de la Grande-Bretagne, et servira de conclusion à cette partie de notre sujet.

Observations sur le tableau ci-contre.

Les fontes marquées d'un astérisque sont tirées des expériences faites, par M. Hodgkinson et moi, sur les fontes à l'air chaud et à l'air froid pour la Société britannique pour l'avancement de la science. Voir le Mémoire, n° 7, vol. VI.

Le module d'élasticité a été calculé, dans la plupart des cas, d'après les flexions obtenues sur les barres de $1^m,372$ sous des charges de 1 quintal anglais $= 50^k,78$.

RÈGLE.

Pour trouver, au moyen de ce tableau, d'une manière générale, la charge de rupture, on emploiera la formule suivante :

$$P = k\frac{lbh^2R}{l'}.$$

P charge de rupture cherchée en kil.

ISTANCE DES FONTES.

ie barre ayant été ramenée par le calcul
nglais.

iale de chaque fonte, est la moyenne des résultats
ongueur moitié ou 0m,686. Toutes les autres valeurs

FLÈCHES maxima ou de RUPTURE des barres de 1M,372 en millimètres.	RAPPORT des résistances au choc sur les barres de 1M,372, la moyenne de ces résistances étant prise pour unité.	COULEUR.	QUALITÉ.
mm.			
44,37	1,359	Blanc gris.	Dure.
27,69	0,826	Blanche.	»
25,53	0,770	»	»
34,67	0,995	Blanc gris.	»
37,08	1,053	Gris clair.	Assez dure.
36,83	0,871	»	Dure.
38,91	1,001	Gris blanc.	Assez tendre.
31,27	0,743	Grise.	Dure.
39,55	0,899	Gris bleu.	Tendre.
31,04	0,550	Gris foncé.	»
47,80	1,081	Gris brillant	»
37,34	0,841	Grise.	»
44,75	0,994	Gris bleu.	»
48,01	1,040	»	»
38,73	0,729	Grise.	Tendre et fluide.
34,70	0,725	Gris clair.	Assez tendre.

océdé de M. Calvert. (*N. de l'A.*)

BIBLIOTECA NAZIONALE "VITTORIO EMANUELE III" - NAPOLI

Digitized by Google

R charge de rupture moyenne des barres du tableau en kil.

l $= 137^{cm},2$, longueur des barres expérimentées en cm.

b largeur en cm de la barre dont on cherche la résistance.

h sa hauteur en cm.

l' sa longueur en cm.

k $= 0,061$, coefficient de traduction de la formule en mesures métriques, d'où $137,2k = 8,3692$.

Exemple. Quelle est la charge qui, placée au milieu de la longueur d'une barre de fonte de Low Moor de $0^{m},05$ de large sur $0^{m},075$ de haut entraînerait sa rupture, l'écartement des supports sur lesquels elle est posée étant de $1^{m},80$? En mettant ces valeurs dans la formule, nous avons $b = 5^{cm}$, $h = 10^{cm}$, $l = 180^{cm}$, $R = 214,2$, d'où

$$P = 8,3692 \times \frac{5 \times 100 \times 214,2}{180} = 4980^{k}.$$

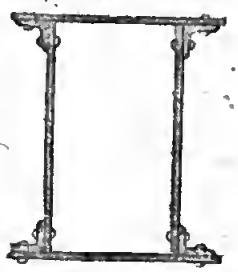
Digitized by Google

DEUXIÈME PARTIE.

DES POUTRES EN FER ET EN TÔLE POUR LES PLANCHERS ET POUR DIVERS AUTRES USAGES.

Les poutres en fer malléable sont d'origine récente, et, si ce n'est dans quelques cas particuliers, on ne les a employées que d'une manière restreinte là où leur supériorité en résistance et en stabilité aurait dû les faire préférer. On les a appliquées sous diverses formes dans la construction des navires en fer; dans les ponts qui peuvent être exposés à de lourdes charges, comme aux convois des chemins de fer, leur emploi a rendu de grands services, et ces poutres forment presque exclusivement aujourd'hui les pièces de pont qui portent la chaussée dans les ponts tubulaires de mon système.

Fig. 27.



La poutre en cellule (*box-beam*) (fig. 27) a été d'abord préférée à la poutre en double T (*plate-beam*) (fig. 28). Ces deux poutres ont été appliquées tour à tour aux usages que nous venons de mentionner; mais j'ai toujours donné la préférence à la forme en double T (fig. 28), qui est plus simple de construction, et qui, sans présenter moins de résistance que la forme en cellule, a sur elle quelques avantages importants.

Fig. 28.

En comparant ces deux poutres, on trouve que, à poids égal, la résistance de la poutre en double T est les

0,93 ou environ 0,9 de celle de la poutre en cellule [1].

Cette inégalité de résistance ne provient pas d'une distribution peu judicieuse du métal dans l'une des deux poutres, mais d'une meilleure disposition dans le profil transversal. La poutre en cellule a une plus grande section extérieure : elle a, par conséquent, plus de rigidité, et elle est mieux disposée pour résister aux efforts latéraux sous lesquels la poutre en double T cède ordinairement, avant d'avoir atteint la limite de ses résistances à l'extension et à la compression. Cependant, dans une position analogue à celle qu'elle occupe dans les voûtes des constructions à l'épreuve de l'incendie ou sous la chaussée d'un pont de chemin de fer, position où la partie verticale se trouve maintenue, sa résistance est presque égale à celle de la poutre en cellule. D'un autre côté, la poutre en double T est d'une exécution plus simple, plus économique et elle présente plus de durée, parce que sa tige ou sa partie verticale a plus d'épaisseur que les plaques ou feuilles latérales de la poutre en cellule, et qu'elle se trouve dans de meilleures conditions pour résister aux changements atmosphériques qui, dans notre climat, ont une si grande influence sur la durée des métaux. Elle offre, en outre, un accès facile dans toutes ses parties pour les travaux de nettoyage, de peinture, etc.

Toutes ces raisons m'engagent à donner la préférence à la poutre simple, et, après en avoir fait exécuter un très-grand nombre, je puis certifier que l'emploi en est très-satisfaisant pour les grandes poutres qui portent les ponts des navires en fer, et pour toute espèce de châssis,

---

[1] Voir l'appendice n° IV.

de bâtis ou de machines où des mouvements alternatifs et des vibrations tendent à en déranger ou à en séparer les diverses parties.

La grande sécurité et la résistance supérieure que présente la poutre en fer, me la font regarder comme parfaitement adaptée aux constructions à l'épreuve de l'incendie. Elle offre beaucoup plus de sûreté, et elle n'est pas exposée aux accidents assez fréquents qui ont été causés par l'emploi des poutres en fonte, et qui ont si vivement préoccupé l'opinion publique. Nous avons déjà montré la supériorité du fer dans son application aux ponts et, en général, à toutes les constructions dont les conditions principales sont une grande résistance et une grande stabilité. Il ne sera pas sans intérêt d'exposer ici les avantages qu'on peut attendre de son emploi en grand dans les entrepôts, les filatures de coton et de lin et les maisons d'habitation, qui demandent des garanties efficaces contre toute espèce de dangers provenant de la faiblesse ou de la combustibilité des matériaux. Dans les constructions de cette espèce, le fer rend les plus grands services, sans parler du sentiment de sécurité que la nature même de ce métal inspire au public. C'est dans cette conviction que j'en recommanderai, sans hésiter, l'emploi à l'ingénieur et à l'architecte, et j'ai tout lieu de croire que, si l'on observe avec attention les lois de sa résistance, quelques exemples de son application lui feront accorder une confiance entière, et qu'une plus grande expérience tendra à en améliorer les conditions, et, probablement, à perfectionner les formes sous lesquelles il est employé [1].

---

[1] Depuis que nous avons écrit ces lignes, nous avons appliqué avec

Pour guider le praticien et l'encourager dans cette étude, j'ai donné une série de dessins qui indiquent les dispositions dans lesquelles je conseillerais la substitution des poutres en fer aux poutres en fonte. J'ai déjà exposé les objections qu'on peut faire à l'emploi de la fonte, et en dirigeant l'attention vers celui d'une matière nouvelle, j'ai cherché à présenter les règles et les formules qui sont nécessaires au calcul de la résistance, ainsi que les détails complets de la construction de ces poutres et des pièces, telles que les supports, les tirants, etc., qui s'y rattachent.

Un avantage particulier à la poutre en fer est la latitude qu'elle donne pour l'agrandissement de l'espace couvert suivant les convenances de l'établissement ou le goût du constructeur. La plupart des filatures de coton, récemment bâties, ont une largeur de 18 mèt. à 20 mèt., et deux ou trois rangs de colonnes, écartées d'axe en axe de 4^{m},50 à 5 mèt. dans le sens transversal, et de 2^{m},75 à 3 mèt. dans le sens longitudinal. Ces colonnes présentent des obstacles sérieux à un bon arrangement et à un travail convenable des machines, mais on ne peut guère les éviter avec les poutres en fonte. Ils disparaissent, au

---

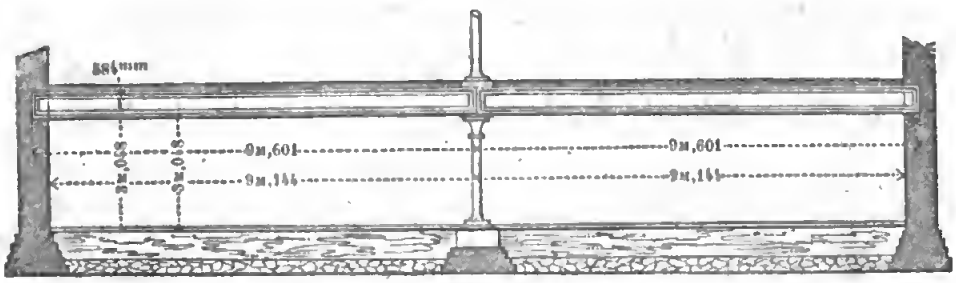
un plein succès ce système de construction à une partie du nouveau moulin à l'épreuve de l'incendie, récemment élevé par MM. Joseph et James Norton de Wolverhampton. Dans ce bâtiment, qui a cinq étages, plusieurs voûtes sont portées par des poutres semblables à celle de la fig. 28, page 87.

Les voûtes, aussi bien que les poutres de cet édifice, devaient présenter une grande résistance, parce qu'elles avaient à supporter des volumes énormes de blé et de farine, qui atteignent quelquefois jusqu'aux plafonds, sans parler des vibrations produites par les mécanismes de dix-huit paires de meules, qui sont presque toujours en travail. (*N. de l'A.*)

contraire, avec l'emploi des poutres en tôle, car dans ce cas un seul rang de colonnes au milieu donne toute la stabilité désirable. On remarquera cependant qu'une augmentation des proportions de ces pièces entraîne un accroissement rapide des frais d'établissement. Mais dans tous les cas où l'économie ne serait pas la première considération à suivre, on pourra construire des filatures ayant plus de 18 mèt. de largeur, sans encombrer cet espace par des colonnes qui gêneraient le travail.

On remplit cette condition avec la plus grande facilité dans les grands édifices publics, et les poutres qu'on a l'habitude d'y employer, peuvent porter une charge de 4^{t},86 à 6^{t},07 par m^{2}. Retournons cependant aux constructions qui exigent un rang de colonnes au centre avec une distance de 9^{m},144 entre les supports, comme dans la fig. 29.

Fig. 29.



Dans un bâtiment semblable, les poutres auront une longueur de 9^{m},601 et une portée de 9^{m},144 ; on pourra les former de feuilles de tôle de 0^{m},559 de haut sur 7^{mm},9 d'épaisseur, et de cornières de 9^{mm},3 d'épaisseur rivées de chaque côté de la tige, comme dans la fig. 30. La charge de rupture de cette poutre, en don-

Fig. 30.

nant à la constante c la valeur 75 [1], se calculera ainsi :

Soient :

P la charge de rupture de la poutre en tonnes ;

s_1 la section de la nervure inférieure en $cm^2 = 38^{cm^2},71$;

h la hauteur de la poutre en cm $= 55^{cm},9$;

b l'écartement entre les supports en cm $= 9144^{cm}$;

$k = 0,1574326$, le coefficient de réduction employé pour traduire la formule anglaise en formule française,

ou $kc = 12,59444$;

On aura $P = \frac{kcs_1h}{l}$.

$$= \frac{12,59444 \times 38,71 \times 55,9}{9144} = 21^{t},930.$$

Ainsi, la poutre se romprait sous une charge de 21930 kil. si on la plaçait au milieu de sa longueur, ou de 55860 kil. si on la distribuait uniformément.

Or, une poutre en fonte, ayant en élévation et en coupe les formes de plus grande résistance, comme celle de la fig. 31, et devant porter la même charge, pèserait environ 2031 kil., tandis que la poutre en tôle ne pèserait que 823 kil. ou un peu plus du $\frac{1}{3}$ du poids de la poutre en fonte. Cette différence de poids est importante, non-seulement à cause de l'économie de matière qu'elle permet de réaliser, mais aussi par ce

Fig. 31.

[1] J'ai pris 75 pour la valeur de la constante au lieu de 80 qui a été employé pour les poutres tubulaires à cellule, à cause des défectuosités de forme qu'on ne peut complétement éviter avec les poutres en double T, dont la nervure verticale est formée d'une seule feuille. (*N. de l'A.*)

qu'en diminuant le poids de la construction elle vient augmenter d'autant sa résistance et sa stabilité. Cherchons à comparer le prix de revient de ces deux poutres, ce qui, après tout, est la seule mesure de l'utilité et de l'opportunité d'un perfectionnement. Toutes les inventions se réduisent à une question de prix et, toutes choses égales d'ailleurs, quand il s'agit de généraliser une invention nouvelle, sa supériorité se mesure au coût de la production.

En supposant ainsi que les fonderies puissent livrer les poutres en fonte au prix de 160 fr. la tonne de 1000 kil., et qu'on puisse fabriquer celles en tôle à 393fr,84 la tonne (20 fr. le quintal anglais), nous aurons la comparaison suivante :

		fr.
Poutre en fonte,	2031 kil. à 160 fr. les 1000 kil. . .	324,95
Poutre en fer,	823 kil. à 393,84 les 1000 kil. . .	327,68

La différence de prix n'est donc que de 2fr,64 en faveur de la première (1). En admettant l'égalité des prix, la poutre en fer ne pèsera que le $\frac{1}{3}$ de la poutre

(1) En France, la comparaison serait encore bien plus à l'avantage du fer. En effet, des poutres en fer de 9 mèt. de long, composées, comme celle de la fig. 30, d'une tige en tôle et de cornières rivées au haut et au bas pour former les nervures, peuvent être aisément livrées aux prix actuels à 60 fr. les 100 kil., tandis que les poutres en fonte coûteraient 30 fr. environ les 100 kil. On aurait donc :

		fr.
Fonte,	2031 kil. à 30 fr. les 100 kil.	609,30
Fer,	823 kil. à 60 fr. les 100 kil.	493,80
	Différence en faveur de la poutre en tôle	105,50

L'économie réalisée par l'emploi du fer serait donc de $\frac{1}{6}$e.

(*N. du Tr.*)

en fonte, et sa plus grande légèreté diminuera d'une quantité notable les frais de pose sur place. En résumé, je suis persuadé qu'on pourra, d'ici à peu de temps, exécuter sur une grande échelle des travaux de tôlerie à des prix modérés, en remplissant le but qu'on se propose de combiner la résistance à la légèreté.

Je suis convaincu, en outre, qu'on peut construire des poutres de cette espèce au prix de 344fr,61 la tonne (17 fr. le quintal anglais), au lieu de 393fr,84, qui est le chiffre dont nous sommes partis plus haut pour faire la comparaison entre les poutres en fer et les poutres en fonte. En ce cas, on réaliserait une économie directe de 37fr,80 par tonne, économie importante, indépendamment de la plus grande stabilité qu'on obtiendrait.

Si l'emploi de ces poutres devenait général, il est plus que probable que celles qui pèseraient moins de 600 kil., pourraient être fabriquées directement au laminoir, et ce serait préjuger que d'assurer qu'on ne pourrait dépasser ce poids. L'habileté et l'intelligence des maîtres de forges de notre pays ont surmonté de grandes difficultés, et je ne doute pas qu'il suffise d'un besoin réel pour assurer un succès complet à toutes les opérations qui doivent y satisfaire. Si l'on y parvenait, on réaliserait une économie fort importante sur les trésors métallurgiques de notre pays ; on épargnerait près des $\frac{2}{3}$ du métal, et en conséquence son prix (en supposant que les poutres soient fabriquées d'une seule pièce au laminoir) serait réduit de 393fr,84 à 196fr,92 ou 246fr,15 la tonne (de 20 fr. à 10 fr., ou 12fr,50 le quintal anglais). Dans ces circonstances l'emploi de la fonte devrait être aban-

donné, et les constructions seraient à la fois mieux garanties contre les chances de fracture des poutres et contre les dangers de l'incendie.

Si nous anticipons sur ces perfectionnements, nous pouvons dire qu'une poutre, construite d'après le système que nous avons exposé, prendrait alors la forme ci-contre (fig. 32). On donnerait à la nervure supérieure une force suffisante pour résister aux efforts combinés de traction et de compression. Il faudrait, dans tous les cas, donner une grande largeur aux deux nervures, pour conserver à la poutre une rigidité suffisante dans le sens latéral, ce qu'il faut prévoir avec l'emploi d'une matière si ductile et si flexible. Avec la tôle, la forme en cellule est celle qui paraît la plus convenable et qui présente le plus de résistance à la compression. Mais on ne pourrait l'obtenir dans la fabrication au laminoir qu'à la condition d'en compliquer beaucoup le travail. On pourrait cependant former une poutre à cellule supérieure à la fois très-résistante et très-simple de construction, si l'on parvenait à laminer sur un mandrin la feuille destinée à constituer la cellule, en lui donnant la forme indiquée à la fig. 33. On la composerait de deux cellules, *a*, *a*, fixées sur l'arête supérieure de la tige verticale, et qu'on riverait solidement en *e*, *e*, sur toute la longueur de la poutre.

Fig. 32.

Fig. 33.

Cette forme diminuerait probablement les difficultés de fabrication, puisque au lieu de doubles nervures venues au laminoir sur le corps de la poutre, on pourrait se contenter d'une seule en *b*, ce qui réduirait

le poids du fer à T et donnerait de grandes facilités à son passage entre les cylindres. Le travail de la feuille qui formerait la cellule présenterait, il est vrai, quelques difficultés; mais, ici comme pour tous les autres perfectionnements, on en viendrait à bout avec de la persévérance et avec une volonté ferme de réussir [1]. Le but de cette disposition serait de réduire le poids de la nervure supérieure. Dans la forme à cellules, on donnerait à la saillie supérieure et à l'inférieure des sections à peu près égales, proportions qui, dans ce cas, équilibreraient les résistances à l'extension et à la compression. Avec une nervure pleine, il faudrait donner à la nervure supérieure presque le double de cette quantité de métal pour équilibrer ces deux forces, ou, en d'autres termes, pour obtenir que la partie supérieure cédât à la tension, au moment où la partie inférieure se romprait par compression. Cette question, cependant, demanderait à être résolue expérimentalement, et elle dépendrait des perfectionnements qu'on pourrait apporter à la fabrication. Il n'y a pas de limites aux modifications qu'on pourrait faire subir à ces formes dans les travaux de l'ingénieur; mais la simplicité est une condition si essentielle, que je ne veux pas multiplier des dispositions qui se présenteront d'elles-mêmes à l'esprit. Des hommes ingénieux ne sont que trop portés à oublier cette consi-

---

[1] Le collier ou cellule supérieure devrait avoir assez de ductilité et assez d'élasticité pour permettre à la partie inférieure de se resserrer pendant le poinçonnement des trous de rivets, qui se ferait à travers les deux feuilles à la fois, et de se rouvrir pour donner passage au haut de la tige, qui s'y fixerait à demeure avec des rivets, comme nous l'avons indiqué.

(N. de l'A.)

dération que la simplicité de forme et une application facile décident du succès ou de la chute de leurs inventions, et tout le monde sait que beaucoup de projets, pleins d'originalité et de talent, n'ont pu réussir à cause de leur complication et de la trop grande attention qu'on avait apportée au dessin.

Si l'on redoutait quelque sérieuse difficulté de fabrication dans la poutre de la fig. 33, je ferais remarquer que, à moins de pouvoir laminer d'une seule pièce des poutres semblables à celle de la fig. 32, qui est évidemment la meilleure et la plus économique, celle qui se rapprocherait le plus de ces conditions serait une poutre dont la nervure inférieure serait venue au laminoir avec la tige *a*, fig. 34, et dont la nervure supérieure *c*, laminée séparément en forme de fer à T, serait rivée contre le haut de la tige en *d*. Un inconvénient propre à cette forme, c'est que le fer à T *c*, n'embrassant qu'un côté de la tige, offre une disposition peu commode, quoiqu'il soit dans de bonnes conditions de résistance à la compression, quand, pour distribuer également les efforts des deux côtés de la tige, on lamine en retraite la partie qui reçoit le fer à T. Sous tous les autres rapports, cette poutre est d'une exécution facile, et paraît combiner les conditions essentielles d'économie de fabrication et de simplicité de forme. Elle a en outre, sur la forme cellulaire, l'avantage de porter plus près de l'axe neutre la distance moyenne des rivets de la partie supérieure.

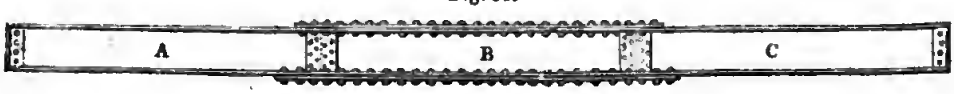
Fig. 34.

Nous n'avons considéré jusqu'ici que les poutres légères ou de faible portée ; il y a cependant des circonstances qui nécessitent l'emploi de pièces ayant à la

fois une grande résistance et une grande portée, et il faudra trouver des dispositions qui remplissent ces conditions. Les poutres que nous venons de décrire ne seraient plus alors celles que nous pourrions recommander ; et, même en supposant qu'on pût fabriquer au laminoir les poutres de faibles dimensions, il nous resterait encore à étudier celles dont la portée irait de 9 à 15 mèt. Les édifices publics, les pièces de pont, les passerelles nous présentent de nombreux exemples de cas où il est important d'allier la légèreté et la résistance, et il est évident qu'il faut apporter des modifications aux formes précédentes pour les adapter à ces constructions.

Nous avons déjà fait remarquer qu'on peut laminer d'une seule pièce des poutres en fer de petites dimensions, et les livrer à des prix très-modérés, et que l'économie directe de près de $\frac{2}{3}$ qu'on réaliserait sur le poids des pièces devrait en faire descendre le prix de revient beaucoup au-dessous de celui des poutres en fonte de même résistance. Quand l'augmentation de portée ne permettrait plus de les laminer d'une seule pièce avec leurs nervures, on pourrait les former en plusieurs longueurs du profil voulu, et on obtiendrait une poutre dans d'excellentes conditions, en assemblant les diverses parties, comme le montrent, en coupe et en élévation, les fig. 35, 36 et 37. Les pièces A, B, C sont laminées séparé-

Fig. 35.



ment en trois longueurs, et ont le profil de la fig. 36, qui est une section faite suivant la ligne *ab ;* en les réu-

nissant entre elles par des couvre-joints convenables et des rivets, une coupe en travers aux assemblages *c d* et *ef* (fig. 36), présenterait la disposition de la fig. 37. Cette poutre serait applicable à des portées allant jusqu'à 12 mèt. à 15 mèt., et si les couvre-joints avaient des dimensions convenables et que la rivure fût bien exécutée, la poutre présenterait une résistance égale à celle de la poutre d'une seule pièce.

Fig. 36.

Fig. 37.

J'ai déjà fait voir qu'un des grands avantages de cette disposition serait l'absence des trous de rivets. Pour rendre ceci plus sensible, supposons que chaque poutre fût percée à la nervure inférieure de quatre trous de rivets de $6^{cm^2},4514$ de section chacun; il suivrait de là qu'une poutre sans trous de rivets, dont la section serait

$$38^{cm^2},7082 - 4^{cm^2},8385 = 35^{cm^2},8697,$$

résisterait autant qu'une poutre avec rivets ayant $38^{cm^2},7082$ de section à la nervure inférieure; on voit par là quelle économie considérable de métal on réaliserait en substituant aux poutres en tôle les poutres laminées.

Il est probable que la poutre rectangulaire en cellule conviendrait mieux pour de grandes charges et de grandes portées que la poutre en double T que nous avons proposée. Mais j'ai déjà fait connaître mes objections à la poutre en cellule (*voir* page 88); les mêmes inconvénients subsistent dans le cas qui nous occupe, c'est-à-dire le danger d'oxydation et la difficulté d'arriver aux parties internes pour la peinture, le nettoyage, etc. Ces

raisons me font donner la préférence à la poutre pleine, et je suis convaincu que, si l'on apporte à la construction les soins convenables, on reconnaîtra sa supériorité sur toute autre espèce de poutre, pour des portées allant jusqu'à 12 mèt. et même à 15 mèt. Quand la distance entre les points d'appui dépasse 15 mèt., la poutre tubulaire est évidemment celle dont la forme nous semble l'emporter, et nous l'étudierons dans tous ses détails, quand nous traiterons le sujet des ponts.

Le chapitre qui suit renferme les données d'expérience qui nous ont amené à ces conclusions, et qui nous ont engagé à recommander l'adoption des poutres en double T d'une seule pièce pour les constructions à l'épreuve de l'incendie.

EXPÉRIENCES SUR LA RÉSISTANCE, ETC., DES POUTRES EN FER MALLÉABLE.

Nous pensons qu'il sera intéressant d'ajouter aux expériences que nous avons déjà rapportées la série de celles qui ont été faites pour déterminer les formes et les proportions à donner aux ponts tubulaires Conway et Britannia ([1]).

Ces expériences ont donné lieu à cette remarque que non-seulement elles sont intéressantes en elles-mêmes, mais aussi par d'importantes conséquences pratiques en rapport avec les intérêts futurs de la société. Elles montrent que la forme rectangulaire, pour les poutres tubulaires en fer forgé, est dans de meilleures conditions pour résister aux efforts transversaux que toute

---

([1]) Pour plus de détails sur ces expériences, voir mon ouvrage sur les ponts de Conway et Britannia. (*N. de l'A.*)

autre forme, pourvu que les sections soient disposées et proportionnées, de manière à présenter une résistance maxima avec une quantité de métal minima.

EXPÉRIENCES SUR LA RÉSISTANCE TRANSVERSALE DES TUBES RECTANGULAIRES EN FER MALLÉABLE.

Expérience XIV (31 juillet 1845).

Tube carré de 5m,639 *de long*, 0m,244 *de côté, distance entre les points d'appui*, 5m,334.

(1) Epaisseur des tôles du haut . . . . . $= \frac{26,6695}{14} = 1,905$ mm.

Epaisseur des tôles du bas . . . . . $= \frac{26,4155}{14} = 1,887$

Epaisseur des tôles des parois latérales . $= \frac{26,4155}{14} = 1,887$

Poids du tube . . . . . = 91,6 k.

Poids de l'appareil. . . . . = 425,3

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k	mm.	mm.	
425	4,32	»	
933	13,97	»	
1441	24,38	»	
1694	»	»	Le tube a cédé par compression par le ploiement de la partie supérieure et le renflement des parois, près de la partie altérée.
Flèche maxima, 28,45			

La grande faiblesse qu'indiqua ce tube en cédant

(1) Pour arriver à une grande exactitude dans la mesure des épaisseurs, on superposait un certain nombre de feuilles de tôle de même échantillon qu'on serrait dans un étau pour obtenir un contact parfait, et, en divisant cette épaisseur totale, mesurée par le nombre de feuilles, on obtenait l'épaisseur moyenne. (*N. du Tr.*)

sous une charge de 1694 kil. seulement engagea les expérimentateurs à modifier la disposition des feuilles. Une nouvelle tôle, d'une épaisseur presque triple, fut rivée sur la partie supérieure ; on renforça la feuille inférieure aux joints, et, après avoir réparé les parties endommagées, le tube fut de nouveau soumis aux épreuves comme suit.

Expérience XIV a (9 octobre 1845).

Tube carré de 5m,639 *de long, de* 0m,244 *de côté; distance entre les points d'appui,* 5m,334.

Epaisseur des feuilles du haut . . . . . $= \frac{32,0034}{5} = 6,401$ mm.

Epaisseur des feuilles du bas. . . . . $= \frac{26,6696}{14} = 1,905$

Epaisseur des feuilles des parois latérales. . $= \frac{26,4155}{14} = 1,887$

Poids du tube . . . . . = 174,1 k.

Poids de l'appareil. . . . . = 435,3

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
435	1,78	»	
841	4,06	»	
1232	6,35	»	
1618	8,89	»	
2014	11,43	1,78	
2408	13,97	2,54	
2802	17,02	2,79	
2802	18,54	»	Le tube s'étant légèrement déformé, on a remis une seconde fois cette même charge.
3182	21,34	3,56	
3368	23,88	5,08	
3563	27,18	7,37	
3751	»	»	Le tube s'est rompu en se déchirant à l'un des joints, à la partie inférieure, à 0m,28 de l'appareil, endroit où la tôle était affaiblie.
Flèche maxima, 27,94			

Ici, en augmentant la quantité de métal à la partie supérieure, nous avons plus que doublé la résistance, ce qui prouve que les corps fibreux comme le fer forgé, par leur ductilité même, sont plus susceptibles d'être altérés par la compression que par l'extension.

Expérience XV (31 juillet 1845).

Tube carré de 5m,639 *de long, de* 0m,244 *de côté; distance entre les points d'appui,* 5m,334.

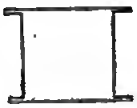
Epaisseur des feuilles du haut . . . . . $= \frac{26,9235}{14}$ mm. $= 1,923$ mm.

Epaisseur des feuilles du bas . . . . . $= \frac{28,9555}{8} = 3,619$

Epaisseur des feuilles des parois latérales. . . . . $= 1,923$

Poids du tube . . . . . $= 115,6$ k.

Poids de l'appareil. . . . . $= 448,0$

CHARGES en kilogrammes.	CHARGE en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
			
k. 448	mm. 4,06	mm. »	Dans cette expérience, comme dans la précédente, le tube a montré une grande faiblesse.
956	11,43	1,27	
1464	20,32	2,29	
1718	»	»	Sous cette charge, le tube a commencé à se courber à 0m,76 de l'appareil d'un côté, et à 0m,15 de l'autre côté. Le tube paraissait manquer de rigidité pour résister à la tendance au soulèvement.
Flèche maxima, 23,88			

Cette expérience a été répétée après qu'on eut ajouté à la partie supérieure une forte tôle de 0m,787 de long,

de $0^{m},279$ de large et de $2^{mm},79$ d'épaisseur, de manière à lui donner plus de rigidité et à faire porter les efforts en plus grande partie sur la partie inférieure. Les résultats furent cependant sans importance, jusqu'à ce qu'on eût renversé le tube pour placer la grande épaisseur en dessus; alors de grands changements se produisirent, comme le montre l'expérience suivante.

Expérience XV *a* (31 juillet 1845).

Le même tube renversé, avec la grande épaisseur en haut.

Epaisseur des feuilles du haut. . . . . $= \frac{28,9555}{8} = 3,619$ mm.

Epaisseur des feuilles du bas. . . . . $= \frac{26,9235}{14} = 1,923$

Epaisseur des feuilles des parois latérales. . $= \frac{26,9235}{14} = 1,923$

Poids du tube .. . . . . $= 115,6$ k.

Poids de l'appareil. . . . . $= 448,0$

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k. 448	mm. 4,32	mm. »	La flèche et le module d'élasticité sont beaucoup plus considérables dans cette expérience que dans les précédentes.
956	12,70	1,78	
1464	19,81	3,56	
1718	22,86	4,57	
1971	26,67	5,08	
2225	30,73	6,60	
2479	34,80	8,13	
2733	39,12	10,16	
2987	44,45	12,70	
3241	»	»	
Flèche maxima, 44,70			

En comparant les résultats des deux dernières expériences (XV et XV *a*) avec les deux premières (XIV et XIV *a*), on voit que dans ces deux tubes la partie supérieure et les parois ont des dimensions très-différentes. Dans les deux cas, cependant, on obtient une résistance double ou presque double, quand on retourne le tube, de manière à placer la grande épaisseur en dessus. Il suit de là que, pour obtenir une section de résistance maxima, la partie supérieure du tube doit être beaucoup plus forte que la partie inférieure, toutes les fois que ces tubes peuvent être exposés à des efforts transversaux.

Ce point de vue est entièrement confirmé par toutes les expériences qui suivent comme par celles qui précèdent : car le tube a presque toujours cédé à la compression, quand on ne l'a pas renforcé à la partie supérieure.

Expérience XVI (1er août 1845).

Tube rectangulaire de 5m,639 *de long, de* 0m,463 *de haut sur* 0m,235 *de large; distance entre les points d'appui,* 5m,334.

Epaisseur des feuilles du haut.	$= \frac{34,0354}{9}$ (mm.)	$= 3,782$ (mm.)
Epaisseur des feuilles du bas.	$= \frac{34,1624}{5}$	$= 6,832$
Epaisseur des feuilles des parois latérales. .	$= \frac{24,1296}{16}$	$= 1,508$
Poids du tube	$= 143,7$ (k.)	
Poids de l'appareil.	$= 448,0$	

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
448	3,81	»	
956	7,62	»	
1464	11,18	1,27	
1971	15,24	1,78	
2479	17,78	2,54	
2987	25,40	5,59	
3089	»	»	Sous cette charge, la tôle supérieure a commencé à se soulever à 0M,46 de l'appareil, après avoir supporté ce poids pendant environ une minute.
Flèche maxima, 26,16			

Le tube s'étant plissé à la partie supérieure, on l'a renversé après l'avoir redressé, et on a répété l'expérience.

Dans la plupart des épreuves, la tendance à la rupture s'est montrée lente et progressive, et c'est là une des propriétés essentielles des tubes en tôle, surtout quand ils cèdent par compression. Sous les efforts de cette espèce, la rupture n'est jamais instantanée, mais elle s'annonce par degrés, et alors le métal fait entendre des craquements pendant les quelques instants qui précèdent la rupture totale.

Expérience XVI a (1er août 1845).

Le tube précédent renforcé, avec la plus grande épaisseur en dessus.

Epaisseur des feuilles du haut . . . . . $= \frac{34,1624}{5}$ mm. $= 6,832$ mm.

Epaisseur des feuilles du bas . . . . . $= \frac{34,0354}{9} = 3,782$

Epaisseur des feuilles des parois latérales. . $= \frac{24,1296}{16} = 1,508$ (mm.)

Poids du tube . . . . . $= 143,7$ (k.)

Poids de l'appareil. . . . . $= 448,0$

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
448	2,03	»	
956	7,62	»	
1464	10,67	0,76	
1971	13,97	2,54	
2479	17,78	3,81	
2987	20,32	5,08	
3495	23,37	6,10	
4003	27,94	7,62	
4511	33,02	7,87	
4764	34,29	8,13	
5018	35,56	10,16	*2 août.* Cette charge de 5018 kil. demeura sur le tube depuis trois heures et demie après midi jusqu'au lendemain matin, à neuf heures et demie ; à ce moment, la flèche s'était élevée de 36mm,83 à 40mm,64.
5018	40,64	12,70	L'expérience fut reprise après que le tube eut porté cette charge pendant dix-huit heures.
5272	41,91	13,46	
5526	»	»	Sous cette charge, la partie supérieure s'est gondolée.
Flèche maxima, 43,94			

Le tube a cédé sur deux joints de la partie supérieure à 0m,91 de l'appareil. La rupture fut accompagnée d'un renflement d'une des parois latérales vers l'intérieur, avec une tendance semblable du côté opposé, et la tôle du dessus s'est ployée aux joints en forme de S.

Expérience XVI b (20 septembre 1845).

La partie supérieure ayant encore cédé par compression, on y a rivé une feuille plus forte, et, pour forcer la partie inférieure à rompre par traction, on y a rivé sur le joint du dessous une tôle plus épaisse, après quoi on a répété l'expérience.

Distance entre les points d'appui. . = 5,334 m., comme plus haut.

Poids de l'appareil . . . . . = 435,3 k.

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
435	»	»	
1223	2,29	»	
2007	4,06	»	
2799	6,35	»	
3563	8,64	»	
4332	10,67	»	
5106	15,24	1,78	
5489	16,51	3,56	
5890	18,29	3,81	
6288	»	»	La pièce s'est brisée, après avoir porté la charge quelques minutes, par l'arrachement des rivets aux joints du dessus, à 1m,12 de l'appareil.
Flèche maxima, 19,30			

La grande résistance qu'on a obtenue, dans cette expérience, par l'addition d'une certaine quantité de métal à la partie supérieure, a suggéré de légères modifications de forme, propres à faire mieux ressortir encore le principe qui paraissait en découler.

Dans ce but, on construisit une poutre creuse de 7m,652 de long et de 0m,381 de haut, et on la soumit aux expériences.

Expérience XVII (2 août 1845).

Tube rectangulaire ou poutre en cellule de 7m,652 de long, de 0m,381 de haut, sur 0m,057 de large; distance entre les points d'appui, 7m,135.

Epaisseur des feuilles du haut. . . . . $= \frac{33,0194}{5} = 6,604$ mm.

Epaisseur des feuilles du bas. . . . . $= \frac{33,0194}{5} = 6,604$

Epaisseur des feuilles des parois latérales. . $= \frac{29,9715}{9} = 3,330$

Poids du tube . . . . . = 357,3 k.
Poids de l'appareil. . . . . = 362,7

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm	
363	1,78	»	L'élasticité est restée presque inaltérée jusqu'à la charge de 3918 kil.
871	5,08	»	
1378	8,38	»	
1886	12,70	»	
2394	15,24	»	
2902	17,78	»	
3410	21,07	»	
3918	24,11	1,78	
4425	30,48	3,81	
4933	34,29	5,08	
5441	38,10	6,35	
5949	»	»	Le tube s'est brisé, par le déchirement de la plaque inférieure, à 0m,178 de l'appareil, lorsqu'on a posé la charge.
Flèche maxima, 40,97			

Une paille ayant été découverte sur la feuille de tôle, qui se rompit par ce défaut de forge, on riva sur cette partie une tôle plus forte de 0m,356 de long sur 6mm,35 d'épaisseur, et on recommença l'expérience.

Expérience XVII a (4 août 1845).

Le même tube rectangulaire.

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
2394	16,51	2,03	
2902	19,56	3,81	
3410	22,86	4,57	
3918	26,67	5,84	
4425	30,48	7,62	
5441	33,27	5,33	Par quelque cause inconnue, la perte d'élasticité n'a pas été indiquée d'une manière bien nette jusqu'à la charge de 6457 kil., où elle était de 15mm,24. Cela provenait probablement d'un état de tension inégale des molécules.
5949	37,08	5,33	
6457	40,64	5,33	
6711	44,45	15,24	
6964	53,59	15,75	
7218	55,12	15,75	
7472	57,91	17,27	
7726	60,45	18,80	
7980	»	20,32	Sous cette charge, la partie supérieure a cédé par compression.
Flèche maxima, 67,56			

Ce système de poutre paraissant présenter une grande résistance, on jugea convenable de l'éprouver encore en y laissant la charge suspendue pendant toute une nuit. Elle y resta dix-sept heures, après quoi on l'enleva. La flèche, pendant ce temps, avait augmenté de $50^{mm},80 - 44^{mm},45 = 6^{mm},35$, et la perte d'élasticité de $15^{mm},24 - 7^{mm},62 = 7^{mm},62$.

Pendant les deux dernières expériences, la poutre avait beaucoup souffert des fortes épreuves auxquelles on l'avait soumise; on pensa qu'on pourrait éviter sa tendance anormale au soulèvement qu'on avait remarquée pendant toute l'opération, en retournant la poutre et plaçant la forte nervure en dessus. C'est ce qu'on fit, après avoir redressé la partie avariée et y avoir rivé une

forte feuille de $0^{m},483$ de long, et on reprit l'épreuve comme suit :

Expérience XVII b (5 août 1845).

Le même tube rectangulaire renversé, la petite nervure en bas.

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k. 4425	mm. 35,56	mm. 9,65	La flèche et la perte d'élasticité doivent être, la première ajoutée à $35^{mm},56$, et la seconde retranchée de $9^{mm},65$
4933	41,91	12,70	
5441	46,48	14,99	
5949	51,56	17,53	
6457	58,42	21,34	
6964	63,24	24,64	
7218	»	»	Le tube s'est brisé par traction, au moment où la charge a été placée, par le déchirement de la feuille inférieure, à $0^{m},15$ de l'appareil.
Flèche maxima, 65,53			

La position de la large nervure en dessus faisait prévoir que le tube céderait par traction, ce qui eut lieu en effet ; mais la tôle se rompit suivant une ligne de rivets, à quelque distance du milieu. Le joint, en outre, avait été fortement éprouvé par les expériences précédentes, ce qui peut rendre compte de sa rupture sous une charge comparativement faible.

Expérience XXV (20 septembre 1845).

Après avoir éprouvé, de différentes manières, la poutre de grand modèle, on répéta les mêmes expériences sur la poutre de petit modèle comme suit :

Poutre rectangulaire de $3^{m},658$ *de long sur* $0^{m},203$ *de large et* $25^{mm},4$ *d'épaisseur, avec une distance entre supports de* $3^{m},353$.

Epaisseur des feuilles du haut. . . . . $= \frac{35,813^{mm}}{5} = 3,330^{mm}$

Epaisseur des feuilles du bas. . . . . $= \frac{29,463}{10} = 2,946$ mm.

Epaisseur des feuilles des parois latérales. . $= \frac{25,6535}{15} = 1,710$

Poids du tube . . . . . $= 56,7$ k.

Poids de l'appareil. . . . . $= 421,7$

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
422	1,52	»	
807	2,79	»	
1192	4,06	»	
1594	5,33	»	
1987	6,60	»	
2364	8,13	»	
2768	9,40	0,25	
2967	10,41	0,30	
3172	11,18	0,89	
3370	11,94	1,02	
3564	12,95	1,27	
3751	13,72	1,47	
3851	14,73	1,90	
4129	15,75	2,46	
4328	17,02	3,00	
4522	18,80	3,81	Lorsqu'on eut placé la charge de 4522 kil., les extrémités ont cédé près des points d'appui, à cause du peu d'épaisseur des tôles ; deux pièces de bois dur furent cependant placées entre les parois pour les maintenir et les empêcher de se tordre.
4709	22,10	6,17	
4909	26,92	8,25	
5103	»	»	La partie supérieure s'est plissée sous cette charge, à 0M,10 de l'appareil ; cette partie ayant été reconnue faible, on retourna le tube et on y plaça une charge de 2772 kil. pour la redresser.
Poutre renversée.			
2772	12,95	2,54	
2969	15,24	3,30	
3164	18,80	5,84	
3240	»	»	Sous cette charge, la partie supérieure s'est soulevée.
Flèche maxima, 19,05			

Cette poutre, quoique très-faible dans les parois latérales et passablement épaisse à la partie supérieure, n'en céda pas moins à la compression. Sa résistance était très-considérable quand on plaçait la grande épaisseur en dessus, et, avec un peu plus de métal à la partie supérieure, elle aurait porté plus de 5668 kil. Pendant la durée de cette expérience, j'eus de fréquentes conférences avec M. Stephenson, et, lui ayant fait connaître de temps en temps les résultats obtenus et les conséquences que j'en tirais, il proposa un tube de construction toute différente, pour faire agir si possible par traction la partie supérieure aussi bien que la partie inférieure ; le but qu'on se proposait était d'éviter le soulèvement anormal de la tôle et de s'opposer, autant que possible, à la tendance que les feuilles de tôle laminées [1] ont toujours plus ou moins à se gondoler.

Expérience XVIII a (3 août 1845).

Tube rectangulaire de 11^{m},506 *de long, de* 0^{m},337 *de haut au milieu, sur* 0^{m},190 *de large, avec une surélevation de la partie supérieure, qui avait en* AA *une hauteur de* 0^{m},438. *Distance entre les points d'appui,* 5^{m},486. *La largeur des feuilles du haut et du bas était celle de la figure ci-dessous.*

Epaisseur des tôles du haut . . . . . $= \frac{28,9555}{8}$ mm. $= 3,619$ mm.

[1] Il est presque impossible de donner aux feuilles laminées une tension égale dans toutes les parties. Presque toutes les tôles sont plus ou moins gondolées, et il faut beaucoup d'habileté pour redresser les portions où cette tendance se manifeste, comme pour découvrir les parties qui la causent. Cette inégalité de tension provient probablement, en grande partie, d'une contraction inégale dans le refroidissement, et aussi d'un degré de chaleur variable dans les loupes qui servent au laminage des feuilles.

(*N. de l'A.*)

Epaisseur des tôles du bas . . . . . $= \frac{28,9555}{8}$ mm. $= 3,619$ mm.

Epaisseur des tôles des parois latérales. . . $= \frac{31,4954}{11} = 2,863$

Poids du tube . . . . . $= 290,0$ k.
Poids de l'appareil. . . . . $= 362,7$

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
363	2,29	»	
871	5,08	0,51	
1378	8,13	1,27	
1886	11,43	2,29	
2394	14,99	4,06	
2902	18,03	4,83	
3410	21,34	5,59	
3918	25,15	6,86	
4425	29,97	8,13	
4933	»	»	Sous cette charge, la partie supérieure s'est ployée à 0M,46 de l'appareil.
Flèche maxima, 33,27			

Le tube ayant cédé à la compression à la partie supérieure, les charges furent enlevées; après avoir abaissé les supports, on fit porter le tube sur deux barres transversales qui le traversaient, et on suspendit de nouveau les charges.

A cette nouvelle épreuve, ces charges n'apportèrent aucun changement dans la direction des efforts : car la partie supérieure céda encore par compression, et se souleva beaucoup plus que précédemment, tandis qu'on vit s'augmenter le tiraillement des côtés, et que les parois finirent par se rencontrer en diagonale des deux côtés de l'appareil. Dans cette expérience, il est probable

que la partie supérieure subit quelque effort de traction à sa surface supérieure : car l'extrémité du tube se releva avec quelque force, lorsque les charges augmentèrent. Ce relèvement de l'extrémité du tube tournant comme un levier autour du point AA, devint plus apparent quand la charge entière de 4933 kil. y fut placée ; mais il ne parut modifier en rien les conditions de la portion du milieu, qui se souleva par compression, et suivit la même loi qu'une poutre simple.

Ces circonstances semblaient indiquer une tendance de la part des extrémités, qui avaient un porte-à-faux égal à la moitié de la distance entre les supports, à agir comme contre-poids, et non-seulement à changer la direction de l'effort à la partie supérieure, mais à venir au secours de la partie inférieure, qui, sans cela, aurait eu à supporter la charge totale. On pouvait en conclure que le tube de grande dimension serait considérablement soulagé, si on le prolongeait des deux côtés des tours des culées, comme dans le pont Britannia, d'une longueur égale à la moitié de l'ouverture.

Pour mieux constater ces faits, on répara le tube en y rivant une seconde feuille de même épaisseur à la partie supérieure, par-dessus la feuille endommagée, et les essais furent repris.

Expérience XVIII (reprise le 19 août 1845).

Le même tube rectangulaire.

	mm.
Epaisseur des tôles du haut.	= 7,239
Epaisseur des tôles du bas	= 3,619
Epaisseur des tôles des parois latérales.	= 2,863
	M.
Distance entre les supports.	= 5,486

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
3410	17,26	»	
3918	21,32	1,02	
4425	25,13	2,54	
4933	29,21	4,06	
5441	33,27	6,35	Sous cette charge de 5441 kil., les parois se sont légèrement gondolées, ce qui indiquait une tendance de la partie supérieure à se voiler.
5695	35,56	8,13	
5949	41,66	10,67	
6203	»	»	Gondolé comme précédemment, la feuille du haut se ployant à 0M,33 de l'appareil.
Flèche maxima, 43,43			

Si l'on examine les deux dernières expériences, on s'assurera qu'on n'a obtenu aucune augmentation notable de résistance en doublant l'épaisseur de la tôle du dessus. On peut cependant se l'expliquer par ce fait que les feuilles du haut étaient au-dessous au lieu d'être au-dessus de la ligne de compression.

Dans toute espèce de poutre construite en fer, et probablement aussi pour toute autre matière, la partie supérieure devrait dépasser de beaucoup le niveau de la flèche maxima. Elle devrait être toujours au-dessus, jamais au-dessous de la ligne de compression.

Une autre cause de la rupture de ce tube, sous une charge comparativement faible et avec une aussi grande épaisseur, peut être attribuée aux sérieuses avaries que cette portion avait subies dans les expériences précédentes. De là provient le soulèvement des feuilles du haut, beaucoup plus tôt que cela ne serait arrivé si les feuilles avaient

été saines et si la ligne des forces avait été changée. Les expériences sur cette forme de tube n'en sont peut-être que plus intéressantes, par cette raison qu'elles mettent en évidence les défauts de forme à éviter.

Dans le cas où les portions du tube situées au delà des culées devraient faire contre-poids à la charge centrale, il faudrait donner à la poutre une résistance et une texture uniformes dans toute sa longueur, avec une légère courbure à la partie supérieure d'environ $\frac{1}{10}$e de sa hauteur. Ces détails de construction augmenteraient beaucoup la résistance de ce tube, qui, sous l'action d'efforts considérables, suivrait alors, pour la compression et l'extension, la même loi qu'une poutre de la forme simple.

Pendant la durée de l'expérience XXII où le tube elliptique, renforcé par une nervure cellulaire en fer rivée à la partie supérieure, fut trouvé faible pour résister à l'écrasement, on pensa qu'on pourrait adopter un autre système de construction, destiné à renforcer cette partie et à lui donner plus de roideur. Dans ce but, je dessinai et je fis construire un tube dont la partie supérieure en tôle ondulée formait deux cavités longitudinales dans toute sa longueur. Nous en donnons une esquisse dans la figure de l'expérience XXIX.

Ce tube a été construit avec les plus grands soins, et il a donné aux épreuves les résultats qui suivent :

Expérience XXIX (12 octobre 1845).

Tube rectangulaire, avec la partie supérieure en tôle ondulée, de 6m,020 *de long sur* 0m,391 *de haut et* 0m,197 *de large, avec une distance entre les points d'appui de* 5m,791.

Epaisseur des tôles du haut . . . . . $= \frac{5,8419}{2}$ mm. $= 2,921$ mm.
Epaisseur des tôles du bas. . . . . $= 4,572$
Epaisseur des tôles des parois latérales. . . $= 1,778$
Poids du tube . . . . . $= 226,7$ k.
Poids de l'appareil. . . . . $= 448,0$

(Les tubes formés par la tôle ondulée avaient un diamètre de 0m,042.)

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
448	0,89	»	
1241	2,79	»	
2026	4,85	»	
2818	6,86	»	
3593	8,64	0,51	
4369	10,76	1,27	
5139	13,27	1,57	
5913	16,26	2,41	
6688	18,65	3,17	
7477	22,10	4,72	
8254	27,18	7,01	Avec la charge de 8254 kil., la flèche a augmenté de 0mm,51 en trois minutes.
8644	29,34	»	
9031	32,26	10,16	
9415	36,19	»	
9807	38,61	14,99	
10198	»	»	Rompue par la séparation de la paroi et de la partie supérieure à 0m,61 de l'appareil.
Flèche maxima, 40,39			

Peu de temps avant le déchirement du haut des parties

latérales par les rivets, cette portion du tube avait commencé à se gondoler légèrement d'un côté, par suite de la faiblesse des tôles latérales, qui cédèrent près de l'appareil. Ce ne fut pas cependant la seule partie qui souffrit : le côté opposé s'arrachait près de la tôle du bas, tandis que la rupture se faisait pressentir à la partie supérieure et à la partie inférieure. Ces deux endroits donnèrent des preuves évidentes du bon rapport des sections du haut et du bas, qui, dans le cas actuel, étaient dans les proportions convenables pour résister chacune aux forces qui agissaient sur elles.

Un autre caractère fort important de ce système de poutre, c'est que sa rupture s'annonce par degrés. Au rebours de ce qui a lieu pour la fonte et les autres substances cristallines, la nature fibreuse du fer et sa grande ductilité avertissent à temps de la rupture qui menace.

Cette propriété a été remarquée dans plusieurs des premières expériences, et ici ce caractère est devenu plus apparent, quand la charge entière a été placée. Il s'est passé plus de trois minutes avant que l'expérience fût terminée et que la pièce fût complétement hors d'usage.

Expérience XXX (10 octobre 1845).

Poutre en fer forgé ayant la section ci-dessous de 3m,531 *de long. Distance entre les supports,* 3m,353.

	mm.		mm.
Dimensions en *a*	= 25,399	sur	50,799
Dimensions en *b*	= 8,255	sur	177,797
Dimensions en *c*.	= 9,652	sur	101,598
	k.		
Poids de la poutre.	= 102,9		
Poids de l'appareil.	= 401,3		

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
401	1,02	»	
1170	3,05	»	
1957	5,08	»	
2743	6,60	»	
3511	8,89	»	
4304	11,68	»	
5102	15,24	2,29	
5874	15,24	»	Sous cette charge, la poutre s'est tordue, et, en y laissant ce poids, on a vu la flèche augmenter graduellement, jusqu'à ce que la pièce se courbât lateralement et fût hors de service.
Flèche maxima, 17,53			

Expérience XXXI (10 octobre 1845).

Poutre en fer forgé de la section ci-dessous de 3m,251 *de long. Distance entre les points d'appui,* 3m,048.

	mm.		mm.
Dimensions en *a*.	= 25,399	sur	50,799
Dimensions en *b*.	= 8,890	sur	203,196
Dimensions en *c*.	= 11,176	sur	109,218
	k.		
Poids de la poutre.	= 112,0		
Poids de l'appareil.	= 401,3		

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
401	»	»	
1193	1,02	»	
1976	3,05	»	
2765	3,81	»	
3549	4,82	»	
4346	5,33	»	
5114	6,60	»	
5885	7,62	0,76	
6662	8,89	0,76	
7424	11,43	2,29	
8214	17,27	6,60	
8898	»	»	La poutre s'est tordue sous cette charge, et on a discontinué l'expérience.
Flèche maxima, 18,05			

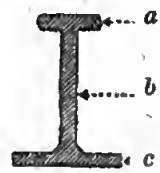
Dans ces deux expériences, les poutres ont cédé par flexion latérale, ce qui indiquait des défauts de forme dus à la faiblesse des nervures tant en largeur qu'en épaisseur.

Expérience XXXII (10 octobre 1845).

Poutre en fer forgé de même forme que la précédente, de 3m,226 *de long. Distance entre les points d'appui,* 3m,048.

Dimensions en *a*.	= 25,399 mm.	sur	69,849 mm
Dimensions en *b*.	= 9,651	sur	203,196
Dimensions en *c*.	= 10,668	sur	109,218
Poids de la poutre.	= 125,1 k.		

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k.	mm.	mm.	
401	0,51	»	
1182	1,27	»	
1979	2,29	»	
2768	2,79	»	
3553	3,56	»	
4334	4,19	0,76	
5104	4,95	0,76	
5894	5,59	1,02	
6678	6,35	»	
7439	6,35	»	
8210	7,37	»	
8995	9,40	»	
9772	12,06	»	Sous la charge de 9772 kil., la flèche a augmenté dans les quatre premières minutes de 0mm,63, dans les quatre suivantes de 2mm,54, et après quatre autres minutes elle était de 2mm,63.
10151	14,99	»	
10449	»	»	La poutre s'était courbée latéralement de 0m,07 quand on a arrêté l'expérience.
Flèche maxima, 15,24			



L'expérience ci-dessus fut la dernière qu'on fit sur les

poutres d'une seule pièce. Ces poutres sont évidemment très-inférieures en résistance aux tubes creux rectangulaires.

Les expériences qui précèdent ont été terminées le 14 octobre 1845, et, depuis cette époque jusqu'au commencement de juillet de l'année suivante, rien, ou presque rien, n'a été fait. Un rapport abrégé, donnant un résumé des résultats présentés par les expériences, a été lu aux Directeurs de la Compagnie du chemin de fer de Chester à Holyhead ; ce rapport a été rendu public. Les résultats qu'on a obtenus, et principalement ceux qu'a présentés le tube avec la partie supérieure ondulée, ont engagé les Directeurs, sous la recommandation expresse de M. Stephenson, à adopter ce système de pont, de préférence à tout autre système d'un caractère moins pratique. On trouva cependant nécessaire de répéter ces expériences sur des tubes de plus grand modèle, pour déterminer les formes et les proportions à adopter. Dans ce but, un nouveau tube, ayant exactement le sixième des dimensions linéaires du pont Britannia, fut construit, et, après avoir disposé l'appareil, on recommença les expériences comme précédemment.

J'ai donné un extrait des expériences qui ont eu pour but de déterminer les formes et la résistance des ponts tubulaires Britannia et Conway. Ces expériences étant les premières qui aient été faites sur les poutres en fer malléable, et étant de la plus grande importance en vue de l'emploi si répandu du fer dans la construction des édifices, il n'aura pas été inutile de les rappeler dans cet ouvrage, si elles dirigent l'attention des membres les plus jeunes de la profession sur une distribution conve-

nable et économique d'une matière qui a aujourd'hui une si haute valeur.

Depuis les expériences précédentes, on en a commencé de nouvelles, qui se rapportent plus directement au sujet des poutres employées dans les bâtiments. On les a faites sur des poutres de la forme ci-dessous :

Dimensions en a =	88,898 mm.	sur 12,699 mm.	(cornière).
Dimensions en b =	9,398	sur 406,4	
Dimensions en c =	88,898	sur 12,699	(cornière).
Hauteur de la poutre.			= 0,4064 m.
Poids de la poutre			= 626,7 k.
Distance entre les points d'appui. . . .			= 7,315 m.

Cette poutre a été éprouvée par des charges successives de 1016 kil. environ, jusqu'à ce qu'on fût arrivé au poids total de 14726^{k},9, qui a donné une flèche totale de 40^{mm},639. En essayant d'y ajouter de nouvelles charges, on vit se produire une flexion latérale considérable, ce qui fit discontinuer l'expérience. Les poutres de ce système en fer malléable, qu'elles soient composées de parties rivées ou qu'elles soient laminées d'une seule pièce, présentent toutes une résistance trop faible à la flexion latérale : il ne suffit pas que les nervures du haut et du bas soient bien proportionnées, il faut encore adopter des dispositions spéciales pour prévenir la torsion qui se fait souvent remarquer avant qu'on ait atteint la limite de résistance.

On observera que la poutre qui nous occupe avait ses deux nervures semblables et de même section ; il aurait fallu, au contraire, faire la nervure supérieure presque double de la nervure inférieure, pour équilibrer les résis-

tances aux efforts transversaux. Si cela avait eu lieu, et que la poutre eût été fixée de manière à ne pouvoir céder dans le sens latéral, elle aurait porté 31,485 tonnes; car la formule (¹) nous donne :

$$P = k\frac{cs_1h}{l} = \frac{0,1574305 \times 80 \times 45,1596 \times 406,4}{7315} = 31^{T},485.$$

Ici, sous la moitié de cette charge, la poutre s'est tordue en partie par sa faiblesse à la nervure supérieure, en partie par défaut de roideur latérale. Il ne sera pas nécessaire de rapporter toutes ces expériences, parce que presque toutes les poutres ont montré la même faiblesse latérale, et que dans presque toutes le fer se ploie dans une direction perpendiculaire à la charge, quand il n'est pas maintenu par des étais, par des planchers ou par des voûtes. On ne peut pas toujours employer ces supports; c'est pourquoi il sera plus prudent, et plus d'accord avec les expériences, de

(¹) La formule, dont se sert ici M. Fairbairn, ne nous semble guère applicable aux poutres en fer, et il nous faut toute l'autorité d'un ingénieur aussi distingué pour l'accepter même comme une approximation. En effet, cette formule ne tient compte que du métal des nervures, avec cette hypothèse que leurs sections seront proportionnelles aux résistances de rupture à la compression et à l'extension. Si cette formule convient la plupart du temps au calcul des poutres en fonte du profil Hodgkinson, où la quantité de métal contenue dans la tige est négligeable à côté de celle qui compose les nervures, il n'en est plus de même avec les poutres en fer; dans ce cas, il faut tenir compte de la section de la tige, dont la hauteur est relativement considérable, et dont l'épaisseur ne peut être diminuée indéfiniment, parce qu'il faut se prémunir contre la flexion latérale. Cette formule a encore l'inconvénient de négliger comme inutile toute quantité de métal qui, dans l'une des deux nervures, excéderait la section fixée par le rapport des résistances à l'extension et à la compression, tandis qu'il est probable qu'en modifiant ce rapport, on élèverait ou on abaisserait l'axe neutre, tout en augmentant plus ou moins la résistance totale de la poutre. (*N. du Tr.*)

prendre 60 (¹) pour la valeur de c dans la formule générale, au lieu de 80, coefficient qui s'applique aux poutres de forme tubulaire ou aux poutres en double T, quand elles sont garanties contre la flexion latérale.

En adoptant cette valeur, et en supposant que les poutres aient des sections de nervures et de cornières parfaitement proportionnées, la nervure supérieure étant double de la nervure inférieure, nous aurons pour la poutre précédente ainsi modifiée :

$$P = \frac{0,1574326 \times 60 \times 43,1596 \times 406,4}{7315} = 23^{\text{T}},97,$$

valeur qui donne la charge de rupture ou la résistance finale d'une poutre en double T exposée à la flexion transversale.

DES POUTRES EN TREILLIS EN FER FORGÉ.

Depuis que les expériences qui précèdent ont été faites, j'ai eu l'occasion d'examiner une série de poutres en fer, destinées à l'édifice élevé à Dublin pour la grande exposition de 1853.

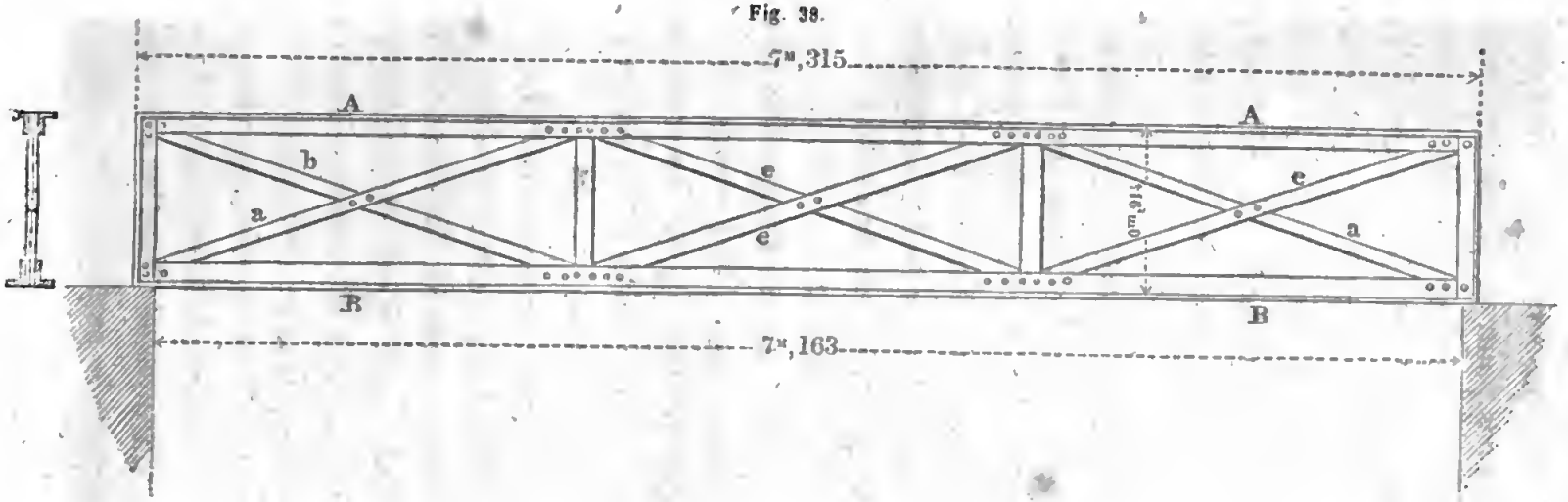
Cet édifice, ainsi que son pareil à New-York, est construit à peu près dans le même système que l'était le Palais de Cristal à Hyde-Park. Il y avait cependant cette différence que les poutres qui portaient les galeries de l'Exposition universelle de 1851 étaient en fonte, tandis que celles de l'exposition de Dublin ont été composées entièrement de fers plats, de cornières et de fers à T. La fig. 36 est la vue en élévation de l'une de ces poutres en treillis.

(¹) Ou 75 pour la poutre en double T, dans la formule de la page 92.

Expériences pour déterminer la résistance d'une poutre en treillis semblable à celle de la fig. 38 (12 octobre 1852).

NUMÉROS des expériences.	CHARGES en kilogrammes	FLÈCHES en millimètres.	REMARQUES.
	k	mm.	
1	1016	»	
2	2031	2,5755	Sous cette charge, les entretoises *a a* se gondolèrent légèrement et continuèrent à perdre de leur résistance, à mesure que la charge augmentait.
3	3047	4,7497	
4	4063	6,5499	
5	5078	6,5551	
6	6094	6,7563	
7	7110	9,3216	
8	8125	12,6998	
9	9141	16,0779	
10	10156	16,2049	
11	11172	19,0497	Une charge de 4063 kil. fut placée au milieu de la poutre ou entre les pièces verticales *e e*. Avec 16250 kil., les entretoises avaient fléchi de 69mm,85 ; avec 20313 kil., de 76mm,20, et avec 25391 kil., de 95mm,25.
12	12188	22,2246	
13	13202	23,0120	
14	14219	25,3905	
15	15235	26,2651	
16	16250	27,1775	
17	17266	27,6547	
18	18282	28,7015	
19	19297	29,5143	
20	20313	30,0985	
21	21328	30,1747	Ces charges furent rapprochées des extrémités de la poutre.
22	22344	30,3525	
23	23359	30,5556	
24	24375	30,9366	
25	25391	31,0890	
26	26407	31,4954	Sous cette charge, les plaques ou entretoises *a a* se courbèrent beaucoup, et étaient tout à fait insuffisantes comme auxiliaires de la nervure supérieure. Cette charge de 26407 kil. demeura trois jours sur la poutre sans augmentation apparente de la flèche.
27	27423	32,5114	
28	28438	34,8482	
29	29454	36,5753	
30	30469	38,4295	Après avoir appliqué une charge de 32501 kil., on jugea convenable de suspendre l'expérience, parce que la poutre était déformée à l'extrémité des entretoises *a a*, qui s'étaient infléchies de plus de 10 centim.
31	31485	39,6255	
32	32501	41,2489	

Fig. 38.



Cornières du haut. . . 76,2 mm. × 76,2 mm. × 9,5 mm.

Cornières verticales. . 76,2 mm. × 76,2 mm. × 9,5 mm.

Cornières du bas. . . 76,2 mm. × 76,2 mm. × 6,3 mm.

Croisillons. . . . . 76,2 mm. × 12,7 mm.

Poids de la poutre. . . . . 371,3 k.

Comme dans le public on conservait encore quelques doutes sur la sécurité de ces poutres, M. Dargan et le Comité me demandèrent de les examiner et de faire un rapport à ce sujet. Dans ce but, je disposai deux de ces poutres sur des appuis écartés de $1^{m},219$, et, après avoir couvert la partie centrale d'une plate-forme, je la fis charger graduellement de poids en fonte, jusqu'à ce que la flexion atteignît $41^{mm},15$, et, à ce moment, l'expérience fut discontinuée.

Au commencement, les deux croisillons *a a* donnèrent signe de faiblesse ; ils ne prêtaient que peu de résistance à la nervure supérieure soumise à la compression. Pour leur faire rendre tout leur effet, il aurait fallu les faire en fer à T ou en fer à cornière, de manière à leur donner la rigidité nécessaire pour combattre les efforts de compression qui agissaient sur eux, aux extrémités de poutre, à mesure que la flexion des poutres augmentait. Dans toutes les constructions de ce système, il faudrait tenir compte de la direction des forces et s'arranger de manière à faire entrer en même temps en résistance toutes les pièces.

Ensuite on plaça sur la poutre un poids de $32^{t},5$, la flèche maxima fut de $40^{mm},64$, et, après avoir enlevé les charges, la flèche permanente mesurée fut de $16^{mm},51$.

Dans la construction de ces poutres, on peut reconnaître des défauts de forme, ainsi qu'une mauvaise distribution du métal. Dans le cours des expériences, les croisillons *b, b* étaient soumis à une forte tension, parce qu'ils formaient avec la nervure inférieure le principal élément de résistance, et qu'ils se trouvaient dans les conditions d'une poutre armée, portant la partie la plus rigide de

la poutre ou la nervure AA, et cela sans recevoir de secours suffisant des croisillons *a*,*a*. Non-seulement ces derniers, composés d'une feuille mince, étaient faibles et insuffisants, mais les croisillons *e*, *e* étaient aussi sans action et ils se relâchèrent par l'effet de la tension sur les entretoises *b*, *b* et sur la nervure inférieure qui, en réalité, supportait presque toute la charge.

Si l'on avait formé ces croisillons en fer à T ou en fer à cornières, de façon à les faire résister comme des bielles, aussi bien à la compression qu'à la tension, et si l'on avait enlevé les deux entretoises centrales, en ne laissant au milieu

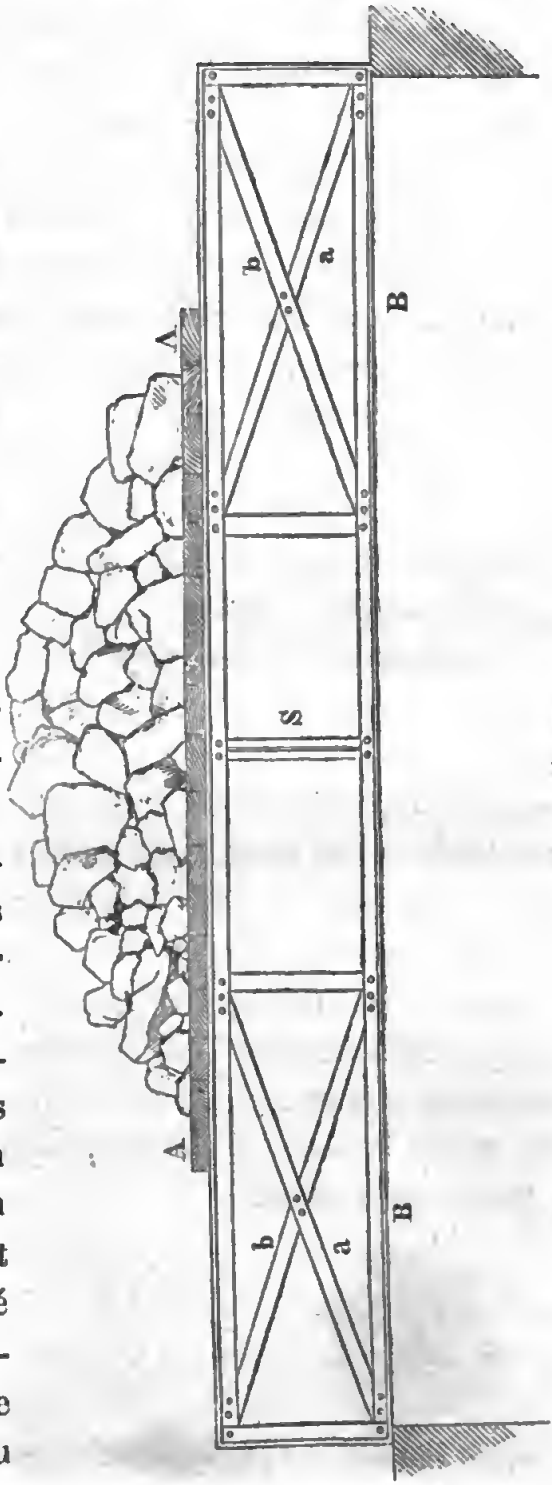


Fig. 30.

qu'un potelet ou pièce verticale en fer à T comme en S, fig. 39, on aurait obtenu, avec le même poids de métal, une poutre bien plus forte. Cette modification, jointe à un travail parfait dans les assemblages, aurait pour effet non-seulement d'augmenter la résistance, mais encore d'élever de beaucoup la valeur de ces pièces si répandues aujourd'hui dans la construction des édifices de grandes dimensions, tels que les palais de cristal pour les expositions industrielles, les gares de chemins de fer, etc.

La fig. 39 indique la position de la charge ($32^{T},5$) sur les poutres, ainsi que la disposition proposée par nous pour la suppression des croisillons centraux *e*, *e* de la poutre originale, fig. 38.

Cherchons maintenant une formule qui puisse servir à calculer la résistance des poutres en treillis.

Nous pouvons considérer une poutre en treillis comme une poutre à double nervure imparfaite, où le métal serait concentré sur les portions du haut et du bas. Nous disons imparfaite, parce que la liaison entre les deux nervures n'est pas aussi complète qu'elle le serait dans le cas d'une feuille ou d'une tige pleine. Cependant, en tenant compte de cette circonstance, nous pouvons, pour calculer la résistance de ces poutres, nous servir de la même formule que pour les poutres à double T de la forme ordinaire.

Nous aurons donc :

$$P = kC\frac{s_1 h}{l}, \qquad (1)$$

et

$$C = \frac{Pl}{ks_1 h}, \qquad (2)$$

s_1 étant la section de la saillie inférieure,

On déterminera la constante C en remplaçant dans l'équation (2) les lettres par leurs valeurs tirées de l'expérience page 128 :

$$P = 32^{\text{r}},704, \quad l = 7162^{\text{cm}},7, \quad s_1 = 22^{\text{cm}^2},5798,$$
$$H = 914^{\text{cm}},4, \quad k = 0,1574326;$$

d'où $$C = \frac{32,704 \times 7162,7}{0,1574326 \times 22,579 \times 914,4} = 72,$$

et $$kC = 11,33;$$

d'où $$P = \frac{11,33\, s_1 h}{l}.$$

On voit ainsi que la valeur de la constante est presque égale à celle qu'on a obtenue pour les poutres tubulaires.

Digitized by Google

TROISIÈME PARTIE.

DE LA CONSTRUCTION DES ENTREPÔTS A L'ÉPREUVE DE L'INCENDIE (¹).

Le rapport qui suit a été écrit à la demande de M. Samuel Holme, de Liverpool, pour appuyer sa proposition de construire tous les nouveaux entrepôts en matériaux incombustibles. Comme nous pensons que les vues

(¹) Quoique ce chapitre traite plus spécialement des entrepôts de marchandises, les considérations présentées par l'auteur s'appliquent également aux fabriques, aux moulins, aux manutentions militaires, aux édifices publics, aux maisons d'habitation, et en général à toutes les constructions qu'il est d'un intérêt direct de protéger contre l'incendie. Depuis que ce livre a paru, de nouveaux et nombreux désastres ont fait sentir la nécessité d'adopter des dispositions plus efficaces pour se garantir contre ce terrible fléau : il suffira de citer la destruction des chantiers de MM. Scott Russell à Blackwall, celle des ateliers de MM. Cubitt à Londres, et la terrible et récente catastrophe qui vient de plonger dans la désolation les villes de Newcastle et de Gateshead, pour montrer combien les moyens actuels pour prévenir et combattre l'incendie sont insuffisants et imparfaits.

Les constructions à l'épreuve de l'incendie peuvent se diviser en deux classes :

a, celles dont les planchers n'ont d'autre charge à porter que celle qui provient d'une accumulation d'individus ou de marchandises légères sur un espace donné, telles sont les maisons particulières, les édifices publics, certaines fabriques et ateliers, et les magasins de marchandises légères.

b, les magasins et entrepôts de matières lourdes, et les fabriques contenant de fortes machines.

Quelques ingénieurs anglais calculent les poutres en fonte, les voûtes et les planchers pour une charge permanente de 800 kil. par mètre carré dans le premier cas, et de 1,400 kil. dans le second, ces chiffres comprenant la charge due à la construction du plancher lui-même.

Les entrepôts et les magasins qui font plus spécialement le sujet de ce chapitre sont de deux sortes :

1° Des magasins (*warehouses*), appartenant aux manufacturiers ou aux

émises dans ce mémoire peuvent présenter quelque intérêt et avoir quelque utilité, nous l'avons réimprimé pour le soumettre au public.

« La gravité des incendies récents, qui ont éclaté à Liverpool, à Manchester et dans d'autres grandes villes, a donné lieu à une enquête sur les causes de ces accidents, sur les moyens propres à arrêter leurs progrès et sur les mesures à adopter pour prévenir des calamités si désastreuses pour les intérêts publics comme pour les intérêts privés. Nulle part les conséquences de l'incendie n'ont été ressenties si sévèrement, nulle part les pré-

---

négociants, où les produits des fabriques viennent s'accumuler et qui alimentent la consommation intérieure ou l'exportation; 2° des entrepôts, (*bonded stores*) où les marchandises, soit brutes, soit manufacturées, viennent attendre un écoulement avantageux et sont confiées à la garde de tiers qui en répondent et qui en donnent un récépissé ou *warrant*. Le warrant peut se négocier et s'escompter, et il permet au possesseur de réaliser une partie du capital qu'il y a investi. Les entrepôts sont ce qu'on a improprement baptisé en France du nom de *docks*, terme qui en Angleterre désigne les bassins de la marine marchande ou militaire.

En Angleterre, on construit généralement les magasins et entrepôts à plusieurs étages, et on a adopté presque partout des machines ingénieuses qui remplacent le travail manuel pour le chargement et le déchargement des marchandises. Dans la plupart, une machine à vapeur placée dans les caves met en mouvement des monte-sacs continus, à peu près semblables à ceux des moulins ou les tambours des grues; une communication de mouvement fait marcher les presses soit hydrauliques, soit à vis, pour l'emballage des marchandises. — Dans d'autres localités, on élève les fardeaux par le moyen d'une machine hydraulique dont le cylindre est en communication avec les conduites de la distribution municipale; à la tige du piston, dont la course est multipliée par une disposition convenable de moufles et de poulies, est attachée la chaîne d'une grue fixée à l'étage supérieur; il suffit ainsi d'ouvrir un robinet pour se procurer le travail nécessaire. Cette disposition est applicable partout où la pression hydrostatique sur les conduites est suffisante et constante, et elle est souvent avantageuse là où un travail intermittent et irrégulier ne justifie pas l'emploi d'une machine à vapeur. (*N. du tr.*)

cautions qui auraient pu les prévenir n'ont été si complétement négligées, que dans les entrepôts qui servent dans les ports de mer à l'emmagasinage des produits commerciaux.

« Les districts manufacturiers n'ont pas montré la même apathie à cet égard, car presque partout on a vu s'élever des fabriques à l'épreuve du feu, et, en considérant le succès complet dont ces mesures ont été suivies, on peut s'étonner que le même système de construction n'ait point été appliqué aux entrepôts et aux bâtiments destinés à la réception des marchandises.

« Quand on se rend compte de l'importance des produits enfermés dans ces magasins et de l'immense valeur qu'ils représentent, on a peine à croire qu'un pareil ordre de choses puisse exister encore, surtout au sein de la classe la plus active et la plus intelligente de l'Europe. Tel est cependant l'état des choses, et nous n'aurions qu'à citer quelques exemples pour montrer que la plus grande indifférence pour les conséquences de ces incendies, ou une coupable ignorance des perfectionnements actuels, ont prévalu depuis bien des années dans le corps des négociants. Certes, on n'aurait pas dû s'y attendre, puisque les grands établissements où l'on manufacture le coton, le lin, la soie et la laine, ont été mis, à quelques exceptions près, presque complétement à l'abri du feu, et qu'il y a plus de trente ans que les poutres métalliques, les colonnes en fonte et les voûtes en briques ont été adoptées dans la construction des fabriques comme des moyens propres à les protéger contre l'incendie. Ces faits n'auraient pas dû échapper au négociant de la Grande-Bretagne, et cependant, excepté dans un seul

cas [1], il n'y a que peu de mois qu'on a commencé à se servir de matériaux incombustibles dans la construction des immenses magasins de Liverpool. Dans d'autres parties du royaume, la même négligence se fait encore remarquer ; mais les tentatives si heureuses faites au port de Liverpool s'étendront, il faut l'espérer, à la capitale et à tous les ports de mer du royaume. C'est dans ce but, et pour guider les personnes disposées à adopter des mesures dont les conséquences seront nécessairement une économie notable sur le taux des assurances et une protection plus efficace de leur propriété, que nous soumettrons à leur examen les considérations qui suivent.

« Dans l'antiquité, on ne rencontre que peu d'exemples de constructions à l'épreuve de l'incendie, si l'on en excepte les monuments des anciens Égyptiens et quelques édifices publics des Grecs et des Romains. Au moyen âge, quelques-unes des églises et des cathédrales gothiques [2] ont été bâties en entier en pierre, et, avec cette exception, il n'y a pas lieu de croire qu'on se rendît compte alors des avantages d'une construction entièrement incombustible. Il est probable que la rareté de la fonte et l'ignorance de son emploi, qui devait en être la conséquence, élevèrent des barrières insurmontables au développement du système incombustible ; mais, dans notre siècle, ces difficultés n'existent plus, et négliger des moyens si répandus aujourd'hui pour protéger à la fois les hommes et les marchandises, ce serait

---

(1) MM. Jevons ont construit, il y a dix ans, un entrepôt à l'épreuve de l'incendie, au Nouveau-Quai, à Manchester. (*N. de l'A.*)

(2) La cathédrale de Milan est bâtie en entier en pierre et en verre. (*N. de l'A.*)

faire croire à un manque de discernement incompatible avec l'activité et l'esprit d'entreprise de notre époque. L'extension donnée au commerce dans ces derniers temps, et la valeur considérable des marchandises confiées à la garde d'individus ou de Compagnies, ont créé une autre manière de voir, et si l'on se rend compte de l'importance des affaires actuelles des négociants, et du nombre des transferts d'une main à une autre, on ne pourra plus s'étonner que des garanties plus efficaces pour les marchandises soient impérieusement réclamées, partout où celles-ci se trouvent exposées à quelque danger.

« Le caractère général des entrepôts est resté le même pendant plusieurs siècles ; les charpentes et les planchers étaient en bois et composés de poutres solides, reposant sur des poteaux de même matière ; ces derniers étaient, la plupart du temps, si malheureusement disposés, qu'ils mettaient en danger la construction toutes les fois qu'on y entassait des marchandises lourdes. Dans le plus grand nombre des magasins, on peut remarquer que les poteaux en bois qui supportent les planchers ont leurs extrémités placées sur les poutres principales, et comme on les superposait, en les séparant par les poutres, leurs fibres s'écrasaient complétement, surtout dans les étages inférieurs où la charge est la plus considérable, et dans bien des cas les poutres se sont presque éclatées sous l'énorme pression qu'elles avaient à supporter. Avec un mode de construction si imparfait, on n'a pas toujours pris la précaution indispensable en pareil cas de faire porter les poutres sur des chapiteaux en bois, et jusqu'à l'adoption des colonnes en fonte terminées par des chapiteaux et des piédestaux

recouvrant une large surface de la poutre, les pièces de bois étaient souvent gravement avariées. L'emploi des colonnes en fonte, quoique ce soit déjà un perfectionnement sur l'ancien système de construction, ne présente point de garanties contre l'incendie ; car il est évident qu'on ne peut en attendre aucunes d'un édifice construit principalement en bois et percé d'ouvertures, que des portes et des volets en bois ne ferment qu'imparfaitement.

« Pour offrir des garanties suffisantes contre l'incendie, il faudrait que la construction des entrepôts remplît les diverses conditions que nous allons énumérer :

« 1. *L'édifice sera construit en entier en matériaux incombustibles, tels que le fer, la pierre ou la brique.*

« 2. *Pour arrêter le développement d'un incendie, qu'il soit dû à un accident ou à la combustion spontanée, toutes les ouvertures, toutes les fissures communiquant avec l'air extérieur devront pouvoir être hermétiquement fermées.*

« 3. *Un escalier isolé en fonte ou en pierre (bien protégé dans tout son pourtour par des murs en pierre ou en briques), communiquera avec chaque étage, et on disposera dans la cage de cet escalier des conduites s'élevant jusqu'au sommet de l'édifice et ayant une prise d'eau sur la distribution qui dessert la localité.*

« 4. *Dans une rangée de magasins contigus, les divers bâtiments devront être séparés par des murs mitoyens solides, n'ayant pas moins de 46^{cm} d'épaisseur, et on ne fera dans les murs que les ouvertures qui seront jugées indispensables pour l'éclairage et pour la réception des marchandises.*

« 5. *Les colonnes en fonte, les poutres métalliques, et les voûtes en briques, auront une résistance assez élevée,*

non-seulement pour supporter d'une manière permanente des charges au repos, mais encore pour pouvoir subir sans danger les chocs auxquels les expose la chute de corps lourds sur les planchers.

« 6. *Enfin pour prévenir la fusion des colonnes par la chaleur intense développée dans un incendie, on établira, dans l'intérieur des colonnes creuses, une circulation d'air froid, qu'on y amènera par un tunnel voûté construit sous les planchers.*

« Nous allons, en adoptant les divisions que nous avons établies, reprendre une à une chacune de ces conditions et l'étudier en détail.

« 1. *Construire l'édifice entier en matériaux incombustibles.*

« Le choix des matériaux dépend, en grande partie, des localités et des prix auxquels on peut se les procurer. Dans la Grande-Bretagne, les bâtiments incombustibles les mieux construits sont généralement en pierre ou en briques, avec des colonnes et des poutres en fonte, convenablement disposées et reliées entre elles par des chaînes dans les murs, et des voûtes en briques formant planchers ; ces voûtes reposent sur les nervures des poutres et s'étendent parallèlement à chaque étage dans toute la longueur de l'édifice. Les voûtes peuvent être disposées, suivant les circonstances, dans le sens de la longueur ou de la largeur du bâtiment. Les planchers sont généralement formés de dalles ou de carreaux, qui reposent sur les voûtes, après qu'on en a nivelé la surface supérieure, et qu'on en a fait le remplissage aux reins avec un béton maigre composé de chaux, de sable et de cendres. Des dalles et des carreaux, convenablement assis et ma-

çonnés au mortier, forment un plancher excellent et d'une grande durée. Dans certains bâtiments ayant une destination spéciale, on est obligé de conserver les planchers en bois; dans ce cas, les madriers sont généralement cloués à la manière ordinaire sur des traverses maçonnées dans le béton maigre dont nous avons parlé, ou, ce qui vaut probablement mieux encore, sur un pavage en blocs de bois. Un bâtiment de cette construction, quand il est convenablement exécuté et qu'il est couvert avec une charpente en fer, est parfaitement à l'abri du feu, et, pourvu qu'on ait fait choix d'un surveillant attentif, les propriétaires, comme les locataires, peuvent regarder leur propriété comme parfaitement protégée.

« 2. *Toutes les ouvertures communiquant avec l'air extérieur doivent pouvoir être hermétiquement closes.*

« Cette condition ne doit point être négligée dans les édifices qu'on veut protéger contre l'incendie. Dans les entrepôts en particulier, elle est de la plus haute importance; car il n'y a rien qui contribue autant à la sécurité d'un magasin renfermant des matières combustibles que la faculté de le clore hermétiquement, et d'y empêcher l'admission de l'air. Dans ce but, on devrait attacher au bâtiment un escalier en fonte ou en fer, entouré de murs en briques ou en pierre, et le faire communiquer avec les différents étages par des portes en fer. Cet escalier doit être facilement accessible de l'extérieur et avoir une ouverture couverte au haut, des fenêtres à chaque palier, et être en communication directe avec toutes les parties de l'édifice. Les entrepôts construits dans ces conditions présenteront une sécurité presque parfaite. En cas de feu, on pourra approcher du foyer de l'incendie et fermer

toutes les issues communiquant avec l'air extérieur, de manière à étouffer les flammes, jusqu'à ce qu'on ait à sa disposition des moyens spéciaux pour les combattre. Je recommanderai particulièrement, dans ce but, l'emploi dans chaque salle des portes, des châssis et des volets en fer, que construisent et qu'ont adoptées MM. Samuel et James Holme, de Liverpool. Les portes sont formées de doubles feuilles de tôle, rivées sur un châssis et séparées par une couche d'air qui, agissant comme corps non conducteur, répond admirablement au but qu'on se propose.

« 3. *Attacher au bâtiment un escalier extérieur indépendant, communiquant avec toutes les salles, et muni d'une ligne de tuyaux, se reliant à la distribution d'eau établie dans la localité.*

« Au paragraphe 2, nous avons déjà parlé de cet escalier et de la nécessité de le rendre complétement indépendant des autres parties du bâtiment. En outre, il sera toujours prudent d'avoir à sa disposition une provision d'eau abondante; on ne se contentera pas d'établir une prise d'eau sur la conduite de la distribution de la ville; il faudra la mettre en communication avec chaque étage au moyen d'un robinet en bronze et d'une culotte, et au haut de l'édifice avec un réservoir muni d'une soupape, et porté par la toiture. Le réservoir doit avoir une assez grande capacité pour assurer un volume d'eau suffisant dans le cas où un accident mettrait hors de service les conduites de la distribution municipale. Les tuyaux, les culottes en cuir et les appareils de décharge, tels que les robinets, les clefs à vis, etc., doivent être bien entretenus, et les culottes et les clefs à vis seront suspendues

à chaque palier et prêtes à servir. Ces précautions ajouteront encore à la confiance des personnes qui mettent des marchandises en dépôt, et à celle des propriétaires des magasins. Il serait bon, en outre, de donner aux clefs à vis, aux culottes et aux robinets, les calibres qui ont été adoptés par les corps de pompiers des villes où sont situés ces établissements.

« Avant de terminer ce sujet, je citerai un appareil aussi simple qu'ingénieux, qui a été adopté par MM. Jones de Wallshaw, près d'Oldham. Il se compose de globes creux en cuivre mince, de 0^{m},23 de diamètre, perforés d'une quantité de petits trous, et suspendus aux plafonds dans chacune des salles d'un magasin ou d'une fabrique. Chacune de ces pommes est, en cas de nécessité, alimentée d'eau par une ligne de tuyaux qui communique avec les conduites de la distribution voisine. De cette manière on peut, à volonté, non-seulement verser un torrent d'eau dans chaque salle, mais par la forme même de l'appareil (avec une pression sur les orifices équivalente à une colonne d'eau de 60^{m}), la disperser dans tous les sens dans un rayon de 12^{m}. C'est là une disposition sûre et efficace pour combattre l'incendie, et on pourrait facilement l'établir dans presque toutes les constructions importantes des grandes villes, partout où l'on a à sa disposition une pression et un volume d'eau suffisants. Ce qui caractérise encore l'appareil de M. Jones, c'est la facilité et la rapidité avec lesquelles le feu peut être combattu. Les robinets sont tous à l'extérieur du bâtiment, et comme on les a mis sous clef et qu'on les a numérotés d'après les salles, on évite beaucoup de délais et de confusion en cas d'accident.

« 4. *Dans le cas d'une rangée de magasins contigus, il faut séparer les bâtiments par des murs mitoyens solides, et ne les percer que des ouvertures absolument nécessaires pour l'éclairage et la réception des marchandises.*

« Ces précautions prennent plus d'importance dans le cas où de grands massifs de constructions sont contigus et où un incendie peut se propager d'un bâtiment à un autre. La loi sur les bâtiments de la métropole a prévu les accidents de ce genre par une clause où l'on insiste sur ces précautions ; les maisons d'habitation sont mises dans des conditions de sûreté parfaite par l'emploi des murs mitoyens. C'est dans les bâtiments contigus que ces séparations ont le plus d'avantages, et il n'est pas sans exemple que des constructions adjacentes à un bâtiment qui a été complétement détruit par l'incendie aient été sauvées de la conflagration ; de là la nécessité d'une séparation complète entre les bâtiments contigus.

« Pour les entrepôts, ces précautions ont d'autant plus d'importance que les marchandises qu'ils contiennent ont plus de valeur, et que celles-ci sont, dans certains cas, exposées à plus de dangers. Ces bâtiments devraient donc être parfaitement séparés les uns des autres, et, en élevant les murs de séparation, ce serait peut-être un grand progrès que de laisser, pour la ventilation, un espace vide au milieu de 5^{cm} avec des attaches convenables, parce que l'air, comme non conducteur, empêcherait les murs d'atteindre une trop haute température, et qu'il se renouvellerait constamment par le courant ascendant que ferait naître l'incendie. Il faudrait aussi leur faire dépasser la toiture, pour fermer toute communication entre les magasins adjacents, et pour obtenir une séparation

complète des divers compartiments qui forment un de ces massifs [1]. Pour donner toute la sécurité possible aux différentes salles ou hangars des entrepôts, on ne doit y percer que très-peu d'ouvertures. C'est le plan qui a été adopté dans les entrepôts de MM. Brancker, à la rue de Dublin, à Liverpool; ces bâtiments sont très-bien disposés pour la réception et l'expédition des marchandises, et comme ils n'ont que les ouvertures absolument indispensables pour qu'on puisse déposer et enlever les marchandises, ils réunissent à la fois toutes les conditions désirables de commodité et de sécurité. Dans tous les cas, on devrait employer les portes et les volets en fer dont nous avons parlé; mais il faut observer qu'ils ne présenteraient une utilité réelle qu'autant qu'on les verrouillerait exactement chaque nuit avant de fermer les magasins.

« 5. *Les colonnes, les poutres et les voûtes, doivent être en mesure de résister aussi bien aux chocs auxquels les expose la chute des matières lourdes sur les planchers qu'aux charges permanentes.*

« Cette condition est de la plus haute importance pour la stabilité des constructions destinées à servir de magasins. Pour éclaircir tous les doutes qui pourraient subsister sur la stabilité de ces édifices, je renverrai le lecteur aux ouvrages de mon ami, M. Hodgkinson, cet homme si habile et si estimé, l'une de nos premières autorités dans la question de la résistance des matériaux. C'est à lui que nous devons toute une série d'expériences théoriques et pratiques sur la résistance des poutres et des piliers, expériences du plus haut intérêt pour l'ingé-

[1] La loi sur les bâtiments de Liverpool oblige aujourd'hui à construire les pignons jusqu'à 1m,52 au-dessus des gouttières. (*N. de l'A.*)

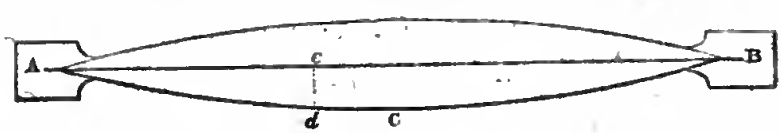
nieur, le constructeur et l'architecte. Les personnes qui étudieront avec attention les principes qu'il en a déduits ne rencontreront aucune difficulté à construire des poutres et des colonnes présentant la plus grande résistance, avec une grande économie de métal dans toutes leurs parties.

« Nous ferons remarquer ici que jusqu'à la publication des travaux de M. Hodgkinson, les praticiens n'avaient aucune règle, aucune théorie satisfaisante qui pût les guider et qui pût servir de base à leurs calculs quand il s'agissait de déterminer la forme à donner aux poutres, et la distribution du métal. Ce sujet est maintenant compris de tout le monde, et on sait quelle est la forme qui convient le mieux pour les divers genres d'efforts auxquels ces pièces peuvent être soumises. Dans les entrepôts, ces efforts sont plus variés que dans les fabriques. Les planchers des premiers sont souvent chargés en grande partie, tantôt de matières solides, lourdes, tantôt de légers ballots, et dans les étages inférieurs on empile fréquemment des tonneaux ou des caisses contenant des substances minérales, qui non-seulement agissent comme poids morts, mais qui en outre exposent l'édifice aux conséquences de la chute des plus lourdes masses sur les planchers, et le menacent ainsi d'une destruction complète, dans le cas où les poutres viendraient à se rompre. Ces accidents sont rares à la vérité; mais on doit les prévoir, et les poutres, les voûtes et les colonnes doivent être calculées de manière à ce qu'elles puissent résister à la fois à la plus grande charge permanente à laquelle elles peuvent être soumises, et à la force vive qu'engendre un corps en tombant d'une

certaine hauteur sur le sol. Ces observations s'appliquent plus particulièrement aux planchers des deux étages inférieurs, parce que c'est là qu'on a l'habitude de déposer les matières lourdes.

« M. Hodgkinson, en cherchant expérimentalement le profil de résistance *maxima*, a prouvé que l'ancien système des poutres à nervures égales est très-défectueux. Il a déterminé le rapport le plus convenable à établir entre ces parties, et, pour obtenir la même résistance sur toute leur longueur, les efforts allant en diminuant du milieu aux extrémités des pièces, il leur a donné la forme parabolique. C'était là une découverte importante, et dans les magasins et les entrepôts, où les poutres doivent présenter une résistance uniforme et être en état de porter des charges uniformément distribuées sur toute leur longueur, on doit adopter cette forme pour les nervures, et déterminer le rapport de ces dernières avec le corps de la pièce.

« En discutant ces proportions, M. Hodgkinson a démontré de la manière suivante la courbure qu'il faut donner aux nervures. Supposons que la nervure inférieure d'une poutre soit formée de deux paraboles égales, le sommet de l'une de ces paraboles ACB étant en C; par



la nature même de la courbe, une ordonnée quelconque sera proportionnelle au produit de $Ac \times Bc$; la résistance de la nervure inférieure, et par conséquent celle de la poutre dans cette section, seront donc dans le même rapport que ce produit. D'un autre côté, les auteurs sur la ré-

sistance des matériaux ont prouvé que le produit $Ac \times Bc$ est une quantité proportionnelle à la résistance d'une poutre qui porterait même charge sur tous les points de sa longueur, ou une charge uniformément distribuée. Il résulte de là que la forme proposée par M. Hodgkinson se trouve dans de bonnes conditions, et qu'elle réalise une économie importante de matière allant jusqu'aux $\frac{3}{10}^{es}$ du poids total de la fonte employée.

« Après avoir exposé la forme de poutre la plus résistante dans son application aux constructions à l'épreuve du feu, il nous faut revenir à la résistance de ces pièces et examiner la nature des efforts auxquels elles sont soumises. Nous avons déjà dit que les poutres métalliques des entrepôts sont exposées à deux espèces d'efforts, à la pression directe et au choc ; l'évaluation des premiers ne présente aucune difficulté ; celle des effets du choc repose sur un principe sur lequel les mathématiciens ne s'accordent pas. Pour prendre un exemple pratique, supposons qu'une masse lourde, telle qu'un tonneau de mélasse ou une caisse de substance minérale, du poids de 1,000 kil., tombe sur le plancher d'une hauteur de 2 mètres. La puissance vive que ce corps aura acquise, au moment où il va rencontrer le plancher, sera égale à $1000^{k.} \times 2^{m} = 2,000^{kgm.}$; le travail de la résistance nécessaire pour anéantir la puissance vive totale du corps choquant dépassera cette valeur, puisque nous négligeons l'accroissement qu'elle aura prise pendant la durée même du choc. Il faudra se mettre en mesure de résister aux efforts de ce genre, en donnant aux poutres, aux colonnes et aux voûtes des étages inférieurs des

dimensions (¹) qui leur permettent de subir sans danger ces collisions, et d'en neutraliser l'effet sur les sols.

« Lors même que les poutres en fonte et les voûtes d'un plancher incombustible auraient assez d'élasticité pour résister à un choc semblable, il serait bon d'adopter encore des précautions supplémentaires, comme de maçonner des poutres en bois sur les voûtes (²) ou de

---

(¹) M. Hodgkinson, qui a fait de nombreuses expériences sur le choc des corps, a donné une formule qui relie la résistance au choc d'une poutre posée sur deux appuis à sa résistance transversale.

Si l'on suppose la poutre de section uniforme et le choc horizontal, de manière à ne pas faire entrer dans le calcul la flexion due au poids propre de la poutre, on a :

$$h = \frac{rf(p+i)}{2p^2},$$

h étant la hauteur de chute,
p le poids du corps choquant,
i l'inertie due au poids de la poutre que, par des expériences directes, M. Hodgkinson a trouvé être égale à 0,47 ou environ 1/2 du poids de la poutre,
f la flèche produite par le choc,
r la charge placée au milieu de la longueur de la poutre qui déterminerait la même flexion f,

En faisant r égal à R ou à la charge qui amènerait la rupture de la poutre par pression transversale, on pourra calculer la hauteur de chute nécessaire pour entraîner la rupture par collision ; on pourra aussi, par la même formule, calculer les dimensions à donner à une poutre pour qu'elle ne prenne qu'une flèche déterminée sous un choc d'une intensité donnée.

Si la poutre est assez légère pour qu'on puisse négliger son poids relativement à celui du corps choquant, i devient égal à o et on a :

$$h = \frac{rf}{2p},$$

ou

$$ph = \frac{rf}{2}.$$

La quantité rf est donc proportionnelle à la résistance des corps au choc, et dans les tableaux d'expérience sur les résistances des fontes, c'est ainsi qu'ont été calculées les résistances au choc des diverses fontes que nous avons rapportées à une moyenne entre les qualités essayées dans chaque tableau. (*N. du tr.*)

(¹) Depuis que j'ai écrit ces lignes, j'ai appris que l'acte du Parlement

former les planchers des deux étages inférieurs de madriers de 7 à 8cm d'épaisseur, cloués solidement sur des longrines, qui seraient elles-mêmes maçonnées dans le béton. Cette disposition ajouterait à la stabilité, parce que les effets se transmettraient sur une plus grande surface, et que le choc se produirait d'abord sur une substance tendre et élastique, avant d'atteindre les matériaux plus rigides qui composent les poutres métalliques et les voûtes.

« Cependant, pour se trouver dans des conditions de sécurité parfaite, il y aurait avantage à renforcer les colonnes et les poutres des deux étages inférieurs, et si l'on fait le calcul de leurs résistances aux divers étages, l'on verra que ce rapport doit être à peu près de 4 à 3. Si, avec ces données, nous supposons que la charge de rupture qu'il conviendrait d'admettre pour les poutres des étages supérieurs d'un entrepôt fût de 22 tonnes, celle des poutres aux étages inférieurs devrait être de 29t,32, ou d'environ 30 tonnes, et les colonnes elles-mêmes, quoique moins exposées à la rupture, gagneraient beaucoup à avoir des épaisseurs de métal variant dans les mêmes proportions.

« Nous avons établi, aussi bien qu'il nous a été possible, ce fait de la parfaite sécurité que présente l'emploi des poutres en fer forgé et des voûtes; il nous reste maintenant à examiner la résistance et les proportions à donner aux colonnes. Mais avant de traiter cette partie de notre sujet, disons un mot des chaînes fixées dans les murs et des tirants qui traversent les planchers, et qui

---

qui réglemente les constructions incombustibles proscrit totalement l'emploi du bois. Dans ce cas, je conseillerais de renforcer les poutres de moitié de leur résistance. (*N. de l'A.*)

doivent relier les murs et les poutres en formant une sorte de filet. Ces tirants combattent efficacement la poussée des voûtes, et comme ils agissent par traction suivant leurs axes ils s'opposent au renversement des murs et maintiennent les poutres dans la position la plus favorable pour la charge qu'elles ont à porter. On a l'usage, dans nos districts de l'Ouest, de placer 5 lignes de tirants en fer carré de 19^{mm} de côté dans un bâtiment de 10^{m} de large; 2 rangs sont encastrés dans les murs, les autres sont fixés aux voûtes, et on regarde cette disposition comme présentant toute la solidité désirable. Cependant il faut se rappeler que les filatures de coton ne sont pas soumises à de grandes charges; dans les entrepôts, au lieu de 5 tirants de 19^{mm} il devrait y en avoir 7 de 32^{mm} en carré. Cela donnerait une section d'environ 71^{cm^2} pour une largeur de 10^{m}. En supposant que leur résistance à la traction fût de $3^{k},94$ par cm^2, on obtiendrait une résistance totale de 279 tonnes. Dans les fabriques, la résistance totale de ces pièces dépasse rarement 102 à 112 tonnes, ce qui équivaut à un peu moins de 12 tonnes par mètre de largeur, tandis que dans les entrepôts elle ne devrait pas descendre au-dessous de 30 tonnes par mètre de largeur.

« Dans les constructions à l'épreuve de l'incendie, il est nécessaire de relier les extrémités des poutres par des tirants encastrés dans les murs; il faut aussi maçonner dans les murs les plaques qui supportent les reins des voûtes à chaque extrémité, et pendant la construction, ces plaques, aussi bien que les extrémités des poutres, doivent être placées un peu au-dessus du niveau supérieur des colonnes, à cause du tassement qui se produit

toujours dans les murs à mesure qu'ils s'élèvent. Pour la forme la plus convenable et la plus résistante à donner aux colonnes qui ont à subir de fortes pressions, nous citerons encore M. Hodgkinson comme la première autorité. Dans son excellent traité sur la résistance des piliers de fonte ou d'autres matériaux, imprimé dans les *Transactions philosophiques*, année 1840, IIe partie, travail qui lui a valu la médaille d'or de la Société royale de Londres, on trouvera quelques-unes des expériences les plus intéressantes et les plus utiles qui aient été publiées. Nous donnerons quelques extraits de ces recherches, pour qu'on puisse se rendre compte des lois qui relient la forme des piliers en fonte à leur résistance, et pour qu'on puisse déterminer celle qui est la plus convenable dans le cas de charges lourdes. Les premières expériences ont eu pour objet les piliers pleins et uniformes, la plupart cylindriques avec des extrémités arrondies, pour que la pression pût être dirigée suivant l'axe de la pièce; on a éprouvé ensuite des piliers de mêmes dimensions avec des extrémités plates et perpendiculaires à l'axe de la pièce; les troisièmes avaient une extrémité plate et l'autre arrondie. On a brisé des piliers de toute longueur, depuis $1^{m},524$ à $25^{mm},4$ (quelques-uns avaient des disques aplatis), et ils constituent un ensemble d'expériences du plus haut intérêt. Les piliers à disques donnent un peu plus de résistance que les piliers à base plane; mais on a obtenu à peu près la même résistance avec les piliers à disques et les piliers à extrémités arrondies de même diamètre, mais de longueur moitié. M. Hodgkinson conclut de là qu'un pilier long, de section uniforme, avec ses extrémités solidement en-

castrées (soit par des disques, soit par d'autres moyens), offre la même résistance à la rupture qu'un pilier de même diamètre et de longueur moitié, dont les extrémités seraient arrondies ou tournées de manière à diriger l'effort de compression dans l'axe de la pièce.

« Si l'on compare les résultats des expériences sur ces trois espèces de piliers, on verra qu'il y a entre les résistances respectives de ces trois formes un rapport constant. C'est ce qu'indique le tableau suivant :

PILIERS.	CHARGES DE RUPTURE EN KILOGRAMMES.				
	k.	k.	k.	k.	k.
Deux extrémités arrondies. . .	65	1368	3178	3178	2944
Une extrémité arrondie, l'autre plate.	116	2847	6121	6151	6147
Deux extrémités plates.	221	4084	9209	10190	——

« Dans chaque colonne verticale de ce tableau, les piliers ont même diamètre et même longueur; leurs résistances sont dans le rapport des chiffres 1, 2 et 3, le terme du milieu étant une moyenne arithmétique entre les deux autres.

« M. Hodgkinson a trouvé, par de nouvelles expériences sur les bois, le fer forgé, l'acier, etc., que ces matériaux, comme tous les autres, suivent les mêmes lois, et que la résistance d'un pilier avec une de ses extrémités arrondie et l'autre plate, est une moyenne arithmétique entre celles du pilier à deux extrémités arrondies et du pilier à deux extrémités plates.

« Ces lois ont trop d'importance dans les constructions à l'épreuve de l'incendie pour qu'on puisse en négliger l'étude, et nous croyons utile d'insister sur ce point que

ces lois subsistent, quels que soient les rapports des résistances.

« En traitant de la résistance des colonnes, j'ai essayé d'exposer des principes encore peu connus sur l'augmentation ou la diminution de résistance que peuvent entraîner l'arrondissement ou l'aplatissement des extrémités de ces pièces. Ainsi, pour éviter des erreurs funestes dans les constructions lourdement chargées, on fera bien de se rappeler qu'on peut, par une simple modification de forme, augmenter la résistance de ces pièces, dans le rapport de 1 à 2 et de 1 à 3.

« 5° *Établir une circulation d'air froid dans l'intérieur des colonnes.*

« Après avoir insisté sur la résistance des piliers, nous devons, avant de terminer ce rapport, signaler une circonstance qui paraît avoir alarmé le public, et qui est venue augmenter les défiances qu'inspirait l'application du système incombustible, consistant en voûtes en briques portées par des poutres métalliques. On a allégué que, en cas d'incendie dans l'une des salles inférieures d'un entrepôt, la chaleur intense produite par une combustion rapide peut fondre les colonnes et entraîner ainsi la destruction de l'édifice [1].

---

[1] Il n'y a, à ma connaissance, qu'un seul exemple d'une construction à l'épreuve du feu qui ait souffert par suite de la fusion des colonnes. Cet accident est arrivé à Manchester, dans les ateliers de MM. Sharp, Roberts et Cᵉ, où des piliers étaient fixés entre les générateurs d'une machine à vapeur. On avait empilé une masse considérable de bois à dessécher autour de ces colonnes; le feu y ayant pris, la chaleur fut si considérable que ces colonnes ployèrent d'abord, puis se rompirent. La façade de la chambre des chaudières était ouverte, ce qui déterminait un tirage complet et direct à travers le bâtiment et mettait la salle dans

« Ce cas peut, à la vérité, se présenter, mais il est en dehors de toute probabilité, parce qu'il serait impossible, si l'on avait soin d'observer exactement les précautions indispensables que nous avons recommandées dans ce travail. Il est vrai que des négligences dans la construction et dans l'entretien peuvent faire courir de grands risques et causer des pertes énormes. Mais ce n'est pas une objection sérieuse que de dire qu'un entrepôt, bâti en forme de cheminée et rempli de toute espèce de matières combustibles, court des dangers, quand on a le moyen d'en construire qui soient complétement incombustibles et parfaitement garantis contre les ravages de l'incendie. Il ne reste pas, dans mon esprit, l'ombre d'un doute sur la sécurité d'un semblable édifice, et je n'hésiterai point à affirmer qu'il est possible d'élever des entrepôts qui présentent, avec une construction solide et une bonne disposition intérieure, des avantages importants et durables aux associations manufacturières. »

Pendant plusieurs années qui ont suivi la publication de ce mémoire (1844), on a ignoré, ou du moins on n'a connu que bien imparfaitement, la supériorité en résistance que présente le fer malléable pour la construction des poutres. Le fer forgé avait eu, à la vérité, des applications variées, et on avait même fabriqué, sur une petite échelle, des poutres de ce métal ; mais, excepté dans la marine, son emploi avait été fort restreint. L'élasticité, la ductilité et la cohésion du fer sont restées presque complétement inconnues, jusqu'à ce que ce sujet eût

---

les conditions d'un four à réverbère. En considérant la question sous ce point de vue, on ne peut plus la comparer au cas d'un entrepôt parfaitement garanti contre l'admission de l'air. (*N. de l'A.*)

été étudié dans des applications en grand, lorsqu'on chercha les moyens de faire franchir les détroits de Conway et de Ménai au chemin de fer de Chester à Holyhead. Nos connaissances sur les propriétés des poutres et des solives en fer malléable doivent être considérées comme imparfaites encore et comme renfermées dans d'étroites limites. La découverte des nouveaux principes à suivre dans les applications et les développements qu'on en a tirés, et qu'on a déduits de ces expériences, ont réduit à peu de chose quelques-unes des instructions renfermées dans ce rapport; mais il en reste assez pour que ces observations offrent quelque utilité aux praticiens et au public en général. Les constructeurs et les architectes peuvent, en toute sécurité, les prendre pour point de départ dans toute construction incombustible comportant des poutres en fer ou en fonte.

Nous ne nous étendrons pas plus longtemps sur ce sujet, et nous porterons maintenant notre attention sur les détails qui suivent, et qui ont de l'intérêt pour l'emploi des poutres en fonte destinées à supporter les planchers des bâtiments incombustibles.

Dans une autre partie de ce traité, nous avons exposé les principes de construction, les lois de la résistance et les autres conditions auxquelles le fer est assujetti comme matière de construction; nous allons passer en revue les détails d'exécution, et nous insisterons sur ce principe, que les parties accessoires doivent être fixées solidement et à demeure dans la maçonnerie.

Dans tous les bâtiments, que ce soient des fabriques renfermant des machines, des magasins, des entrepôts de marchandises pesantes ou des édifices publics,

une considération importante se présente d'elle-même à l'esprit, c'est la nécessité d'établir une combinaison directe de toutes les parties et une liaison parfaite entre les planchers et les murs qui les entourent. Pour obtenir une stabilité et une résistance uniformes partout, il faut qu'il y ait un équilibre parfait, c'est-à-dire qu'il faut proportionner dans tous les points les résistances des pièces aux efforts qu'elles ont à supporter.

En observant ces conditions, on réalisera une économie notable sur les matériaux qu'on emploie, et on obtiendra des proportions plus harmonieuses et plus convenables, au double point de vue de la résistance et de l'effet symétrique. C'est ainsi que travaille la nature, et nous croyons pouvoir affirmer que, dans la structure de tout être, aussi bien dans le règne végétal que dans le règne animal, chaque partie est adaptée et proportionnée au service qu'elle doit faire. Qu'on prenne la nature dans ses détails ou dans son ensemble, une harmonie parfaite de forme et de structure s'y révèle, et on remarque partout que la disposition et la distribution des parties sont celles qui leur assurent le plus de résistance avec la plus petite quantité de matière. C'est ainsi que travaille le grand architecte de l'univers, et, pour arriver aux véritables principes de l'application dans les arts, nous n'avons qu'à étudier les formes et les conditions de construction du monde naturel.

Il y a deux modes de construction adoptés pour les bâtiments incombustibles; les uns sont entièrement bâtis en fer, en briques ou en pierre; les autres ont des poutres et des colonnes métalliques avec des voûtes en briques. Les murs extérieurs peuvent être formés de l'un

quelconque de ces matériaux, suivant les circonstances et les convenances de localité. Les planchers, qui font plus particulièrement le sujet de notre travail, demanderont une description spéciale et plus détaillée que les autres parties.

Les planchers des édifices, quand ils sont formés de voûtes en briques, doivent être examinés au triple point de vue de la charge qu'on peut leur faire supporter, de la construction des voûtes et de la poussée latérale que celles-ci exercent sur les poutres et sur les murs auxquels elles aboutissent.

Dans les filatures de coton, de laine, de lin et de soie, la portée des voûtes varie de $2^{m},75$ à 3^{m}, et va quelquefois jusqu'à $3^{m},40$. Les voûtes sont généralement établies en arc de cercle, avec une flèche égale au $\frac{1}{12}^{e}$ de la longueur de la corde de l'arc sous-tendu. Un $\frac{1}{10}^{e}$ est cependant préférable pour les filatures et $\frac{1}{8}^{e}$ pour les entrepôts de matières lourdes. Ces proportions varient cependant avec les circonstances, la nature des efforts et la destination des édifices.

Dans les usines, les voûtes sont généralement construites avec de bonnes briques dures, les voussoirs des reins sont alors moulés exprès, comme l'indique la fig. 40, en *a*, *a*, *a*, *a*. A partir des reins jusqu'en *b*, les voussoirs sont construits en briques ordinaires de 229^{mm} de haut; les portions de la voûte, allant de *b* en *c*, sont formées de briques $\frac{3}{4}$, c'est-à-dire de 178^{mm}

de haut, et la partie centrale de briques de 114^{mm}, posées sur champ. Toutes ces briques sont moulées, de manière à suivre la courbure de l'arche; dans le cas où l'on emploierait des briques ordinaires, on leur donnerait le serrage voulu et la stabilité convenable, en plaçant dans les joints à l'extrados des morceaux d'ardoise et du mortier. Une fois les arcs construits, on fait le remplissage des tympans avec un béton maigre de cailloux, de chaux et de cendres, qui est représenté en *d*, *d*, *d*. En recouvrant ce béton d'un peu de plâtre, on obtient une assise solide pour les dalles ou les carreaux qui forment le plancher.

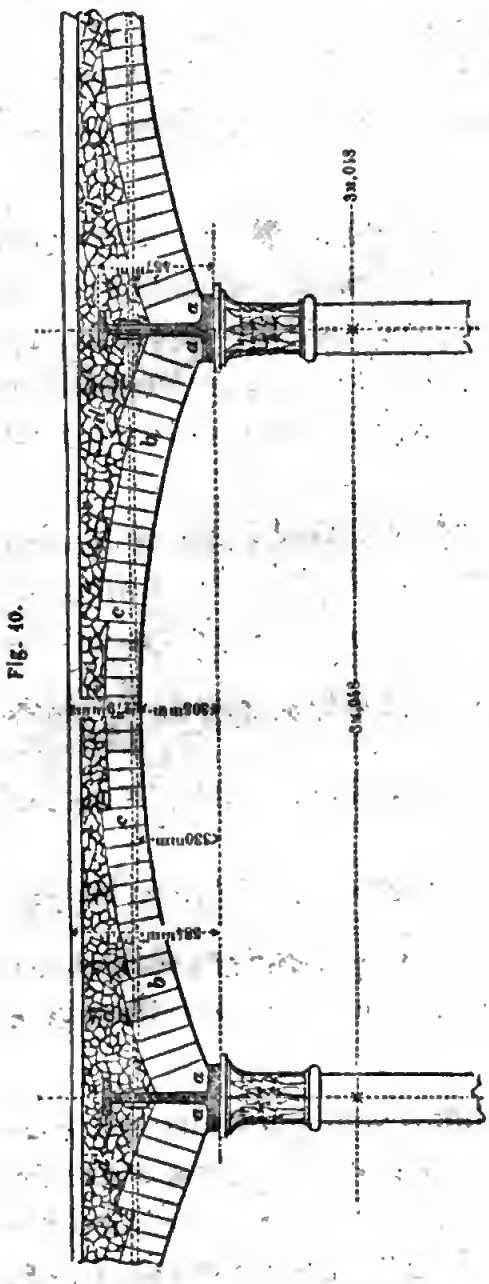


Fig. 10.

Dans les entrepôts où les planchers sont fortement chargés, et où l'on a à craindre la chute des ballots sur les sols, on donne généralement plus de solidité encore à ces voûtes; on y arrive en employant des briques de plus grande dimension et

en augmentant la flèche ou la montée des arcs. On doit cependant s'étudier à allégir, autant que possible, cette partie de la construction, surtout dans le cas des poutres en fonte, parce que toute charge additionnelle vient augmenter les dangers que feraient courir à l'édifice des défauts qu'on n'aurait pu reconnaître dans les pièces de fonte [1].

Dans la construction des édifices incombustibles, après avoir étudié les dispositions des voûtes et des poutres, il reste encore plusieurs points à fixer; il faut déterminer aussi les dimensions à donner aux colonnes [2], aux plaques de fondation et aux tirants qui doivent maintenir les poutres en place, et les empêcher de gauchir pendant la construction des voûtes. Il est indispensable de placer ces tirants aussi bas que possible. Leur position naturelle serait le long des nervures inférieures, de manière à ce qu'ils formassent une série de cordes ou d'attaches entre les différentes voûtes. Mais cette manière de les disposer défigurerait les plafonds et donnerait une apparence de complication à l'ensemble, qui semblerait maintenu par une série de tringles. On évite ce mauvais effet en maçonnant les tirants dans l'intérieur des voûtes et en calant et sur les poutres et sur les colonnes. De cette façon, on les dérobe à la vue, tout en leur conservant presque autant d'efficacité que s'ils passaient au niveau

---

(1) A la fabrique de M. T. Salt, l'une des plus considérables de l'Angleterre, représentée au frontispice de cet ouvrage, on a employé dans toutes les salles des briques creuses pour la formation des planchers; ces briques ont l'avantage de combiner beaucoup de légèreté à une grande sécurité. (*N. de l'A.*)

(2) Voir page 151.

de la partie inférieure des poutres. Pour augmenter la résistance et la stabilité des planchers, et pour relier parfaitement les poutres aux murs, on place au centre des murs une chaîne ou tirant de même résistance que les tirants intérieurs ; on la fixe solidement et on la cale à l'extrémité de chaque poutre, et on forme de cette manière un châssis complet, qui réunit le tout en une seule masse. Pour donner une idée correcte de la manière dont on doit relier les poutres, les colonnes et les murs, nous renverrons à la fig. 41, qui indique la disposition des tirants à l'une des extrémités d'une des filatures de coton, à l'épreuve de l'incendie, le plus récemment construite.

On remarquera que les tirants 1, 2, 3, 4, etc., de la

Fig. 41.

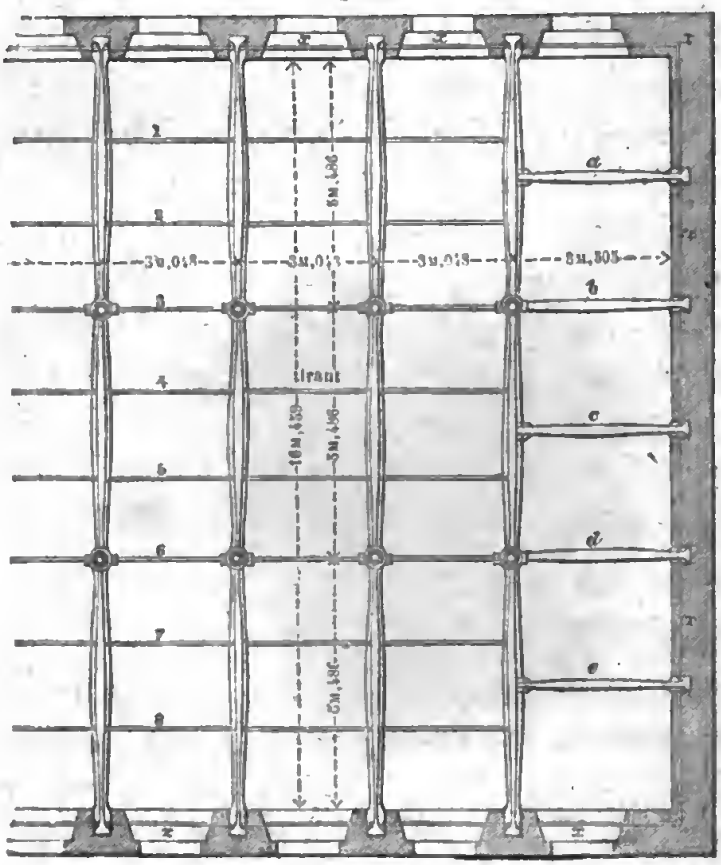


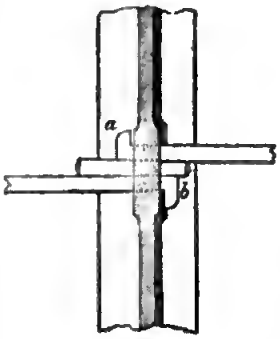
figure aboutissent au dernier rang de poutres et de colonnes à environ 3^{m},00 des murs de pignon. Le but qu'on s'est proposé est de donner place aux petites poutres longitudinales *a*, *b*, *c*, *d*, etc., qui ont leurs extrémités posées d'un côté sur les pignons, de l'autre sur les nervures des poutres transversales A, B, C, qu'on a eu le soin de renfoncer. Ces poutres portent des voûtes dirigées perpendiculairement aux voûtes transversales, et comme leurs extrémités reposent sur les pignons et sur les grandes poutres, elles forment de solides et puissantes culées s'opposant à la poussée des voûtes transversales qui se succèdent dans tout le reste de la longueur de l'édifice.

Les tirants *x*, *x*, *x*, sont calés sur les extrémités des poutres, ils forment chaînes dans les murs, relient ainsi toutes les parties, et font du tout, murs, planchers et poutres, une seule masse résistante et compacte.

Le système de construction que nous venons de décrire est applicable exclusivement aux poutres en fonte; il a, à la vérité, quelque analogie avec celui qui convient pour les poutres en fer, mais il en diffère principalement par les modes d'assemblage. Avec les poutres en fonte, les tirants sont formés de barres de fer carré de 19^{mm} à 22^{mm},2 de côté, et leur liaison avec les poutres se fait au moyen de clavettes et contre-clavettes (fig. 42). Ce mode d'assemblage est probablement le plus convenable, parce qu'ainsi on n'affaiblit pas les tirants, comme cela arriverait si on y entaillait des siéges pour les clavettes; on se contente d'y forger une saillie qui saisit la poutre de chaque côté, et le serrage se

fait avec une clef, comme on le voit en *a*, *b*, fig. 42.

Fig. 42.



On attache d'une manière semblable les tirants aux têtes de colonnes qu'ils traversent en passant par une ouverture oblongue ; les clavettes sont alors dirigées verticalement ou dans une position perpendiculaire à celle qu'elles occupent sur les poutres. La fig. 43 montre clairement ces assemblages et la méthode qu'on suit d'habitude pour faire porter les extrémités des poutres sur la saillie des colonnes ; ici on a enlevé la partie supérieure pour faire voir ces assemblages. Les extrémités des poutres, dans cette disposition, embrassent la colonne et sont reliées par des frettes qui embrassent les oreilles saillantes *c*, *d*, fig. 43. Les tirants en fer *e*, *f*, traversent les colonnes et sont séparés par une clef en fer, placée verticalement, et ils sont semblables, du reste, aux tirants *a*, *b*, qui traversent les poutres, fig. 42.

Fig. 43.

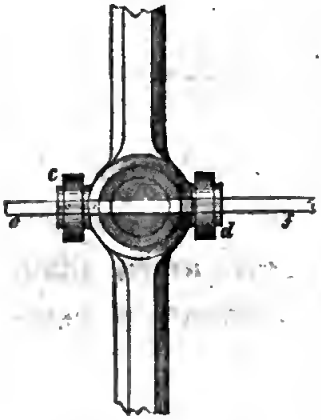
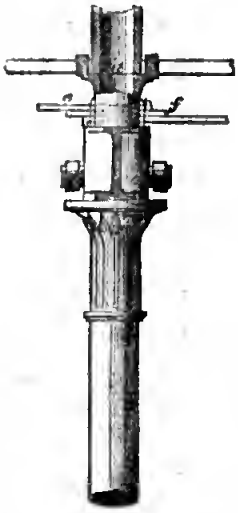


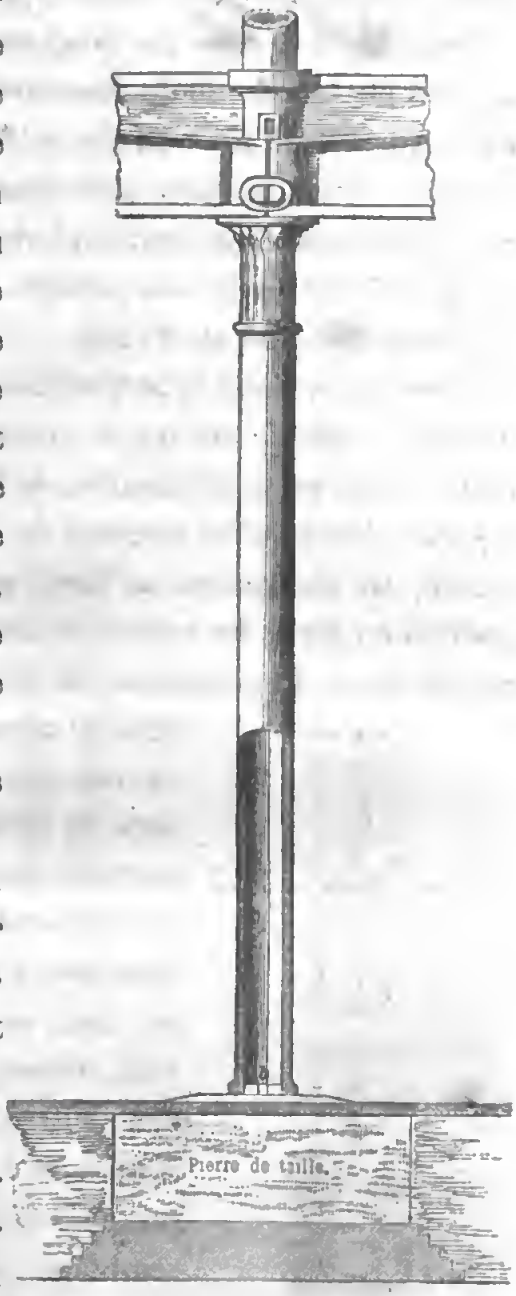
Fig. 44.



Nous ajouterons quelques mots sur les colonnes et les plaques de fondation et sur la manière dont on les fixe, les unes sur les autres, aux différents étages.

Le dessin ci-contre, fig. 45, représente la colonne avec ses fondations et sa plaque de base, ainsi que les tirants et le bas de la colonne supérieure *a*, qui s'ajuste dans un emmanchement venu de fonte, à la colonne inférieure, comme le montre en *a* en coupe la figure 44. On voit aussi en coupe la plaque de fondation, qui a de 610^{mm} à 760^{mm} en carré, suivant la hauteur de l'édifice et la résistance qu'on veut lui donner, ainsi que les nervures en croix de cette plaque, qui s'ajustent dans la partie creuse du pilier en *b*, fig. 45. La colonne inférieure doit avoir, dans tous les cas, une large base, et on en tournera les extrémités; la plaque de fondation qui la reçoit sera aussi ajustée. Ce travail a l'avantage de donner une surface plane pour monter la plaque et de maintenir l'aplomb de la colonne. On en fera de même à la partie

Fig. 45.



supérieure de l'emmanchement et à chacune des extrémités inférieures des colonnes superposées.

Dans l'architecture des fabriques, les colonnes ont rarement plus de 0 ,20 de diamètre, avec une épaisseur de métal variant de 35^{mm} en bas à 16^{mm} en haut, et on conserve le même diamètre extérieur dans toute la hauteur. Ces dimensions conviennent à des portées de poutre de 7^{m},30 à 7^{m},60; avec des portées de 5^{m},50, on réduit le diamètre à 0^{m},165 ou 0^{m},180.

Après avoir traité cette division de mon sujet avec plus d'étendue que je ne me le proposais d'abord et après avoir donné un grand nombre de figures de détail, je vais passer à l'étude d'un système de construction tout semblable, où les poutres en fonte sont remplacées par les poutres en fer et les voûtes en briques par un plancher en tôle mince. Les colonnes, les plaques de fondation sont, dans ce nouveau système, pareilles en tous points à celles que nous venons de décrire, et qui n'en diffèrent que par le mode d'assemblage des extrémités des poutres avec les colonnes et par les tirants composés dans ce cas de barres de fer plat, rivées aux rebords supérieurs des poutres, comme on le voit sur le plan en *b*, *b*, fig. 46, qui représente les poutres en place; leur assemblage avec les colonnes est indiqué en *a*, *a*, fig. 47, et en *e*, *e*, fig. 48. Les tirants plats, *b*, *b*, fig. 46, sont attachés par des rivets à la

Fig. 46.

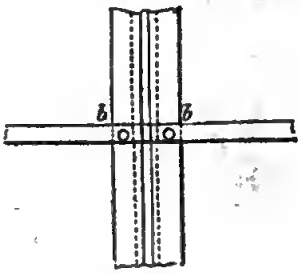
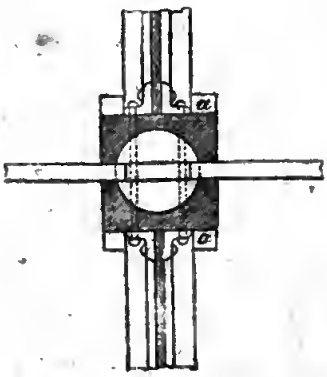
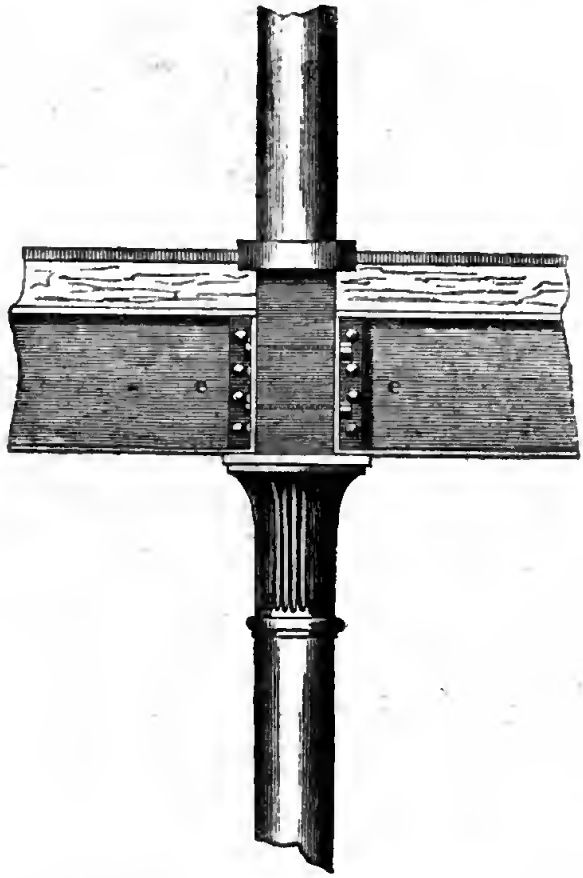


Fig. 47.



nervure supérieure de la poutre, comme nous l'avons déjà dit, et ils ont entre eux le même écartement que

Fig. 48.



ceux de la fig. 41. Les tirants dans les murs, formant chaînes, sont rivés de la même façon aux extrémités des poutres : ils relient ainsi ces dernières aux massifs qui les supportent.

Pour rendre plus évidents les avantages de ce mode de construction, prenons pour point de comparaison un édifice incombustible, d'une longueur donnée et de 14^{m},63 de large, ayant un seul rang de colonnes au centre et deux lignes de poutres en fer forgé de 5^{m},844 de portée, s'étendant, dans toute la longueur du bâtiment,

des colonnes aux murs longitudinaux. Si, dans ce cas, on fabriquait au laminoir des poutres en fer, semblables à celle de la fig. 32, p. 95, elles rompraient sous une charge de 13^{t},2, placée au milieu de leur longueur, ou sous une charge uniformément répartie de 26^{t},4 ; leur résistance serait à peu près suffisante pour qu'elles pussent recevoir des voûtes en briques de la construction ordinaire.

Fig. 49.

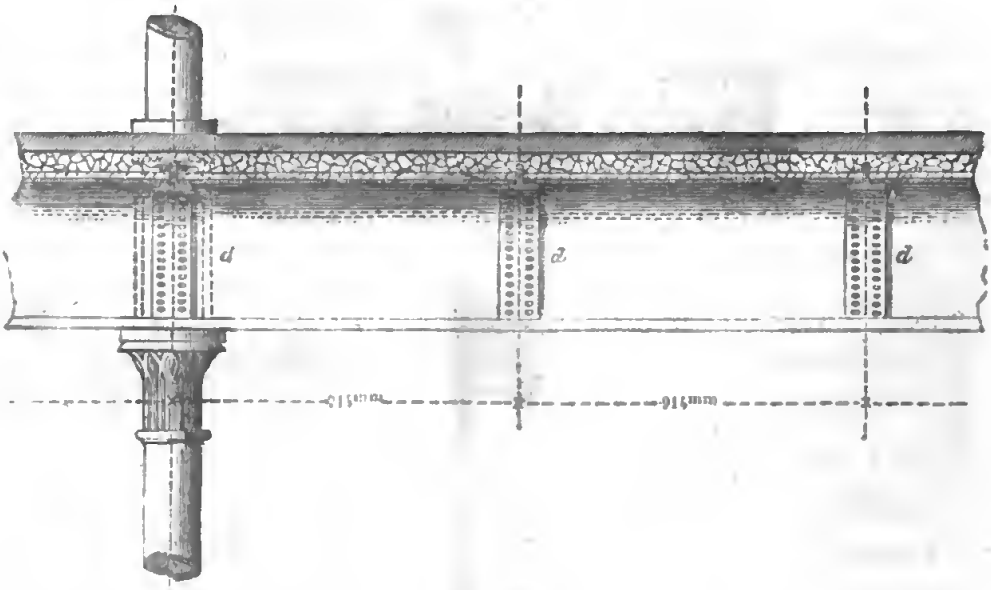
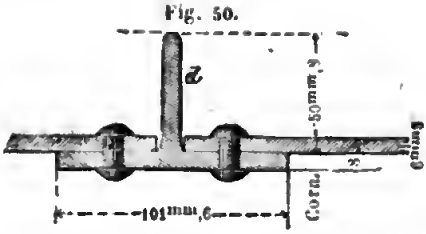


Fig. 50.



Supposons maintenant qu'on remplaçât les dernières par des tôles de 6^{mm},4 d'épaisseur et de 0^{m},914 de large, qu'on cintrerait suivant un arc de cercle de 3^{m},05 de corde, et qu'on renforcerait de nervures en fer à T, comme en *d*, *d*, *d*, *d*, fig. 49 et 50, de manière à obtenir la section de la fig. 50. Cette disposition est indiquée

dans les fig. 51 et 52, et on obtient en élévation celle de la fig. 53, qui représente un entre-axe entier avec le remplissage en béton des reins de la voûte en *a*, *a*, *a*, *a*, ayant pour but de préparer une surface plane pour la réception du plancher. On obtiendrait ainsi un plancher extrêmement léger, complétement incombustible, qui renfermerait tous les éléments de résistance et de stabilité que peut présenter le système des poutres en fonte avec les voûtes en briques.

Les avantages particuliers à ce mode de construction

Fig. 51.

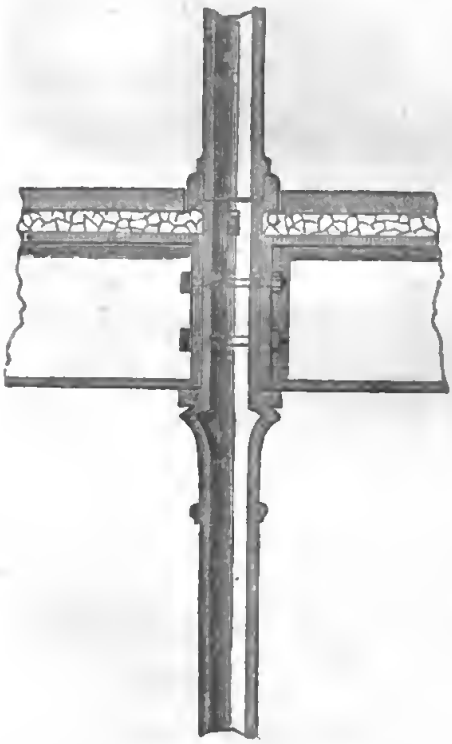
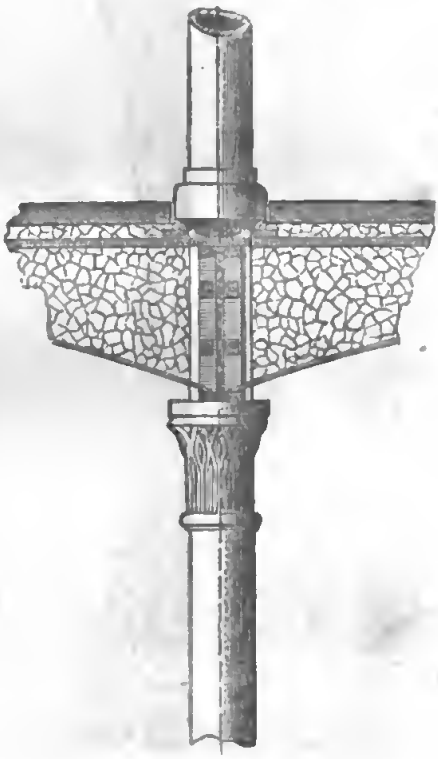
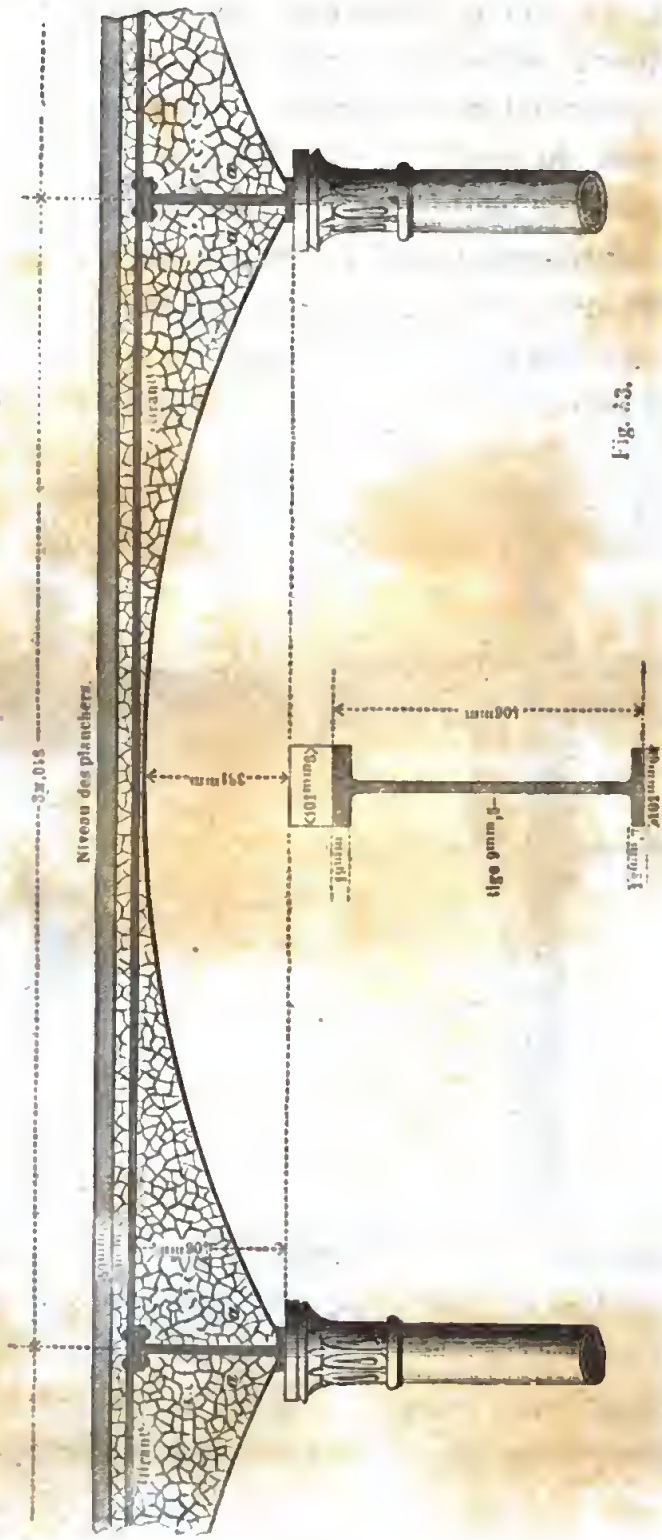


Fig. 52.



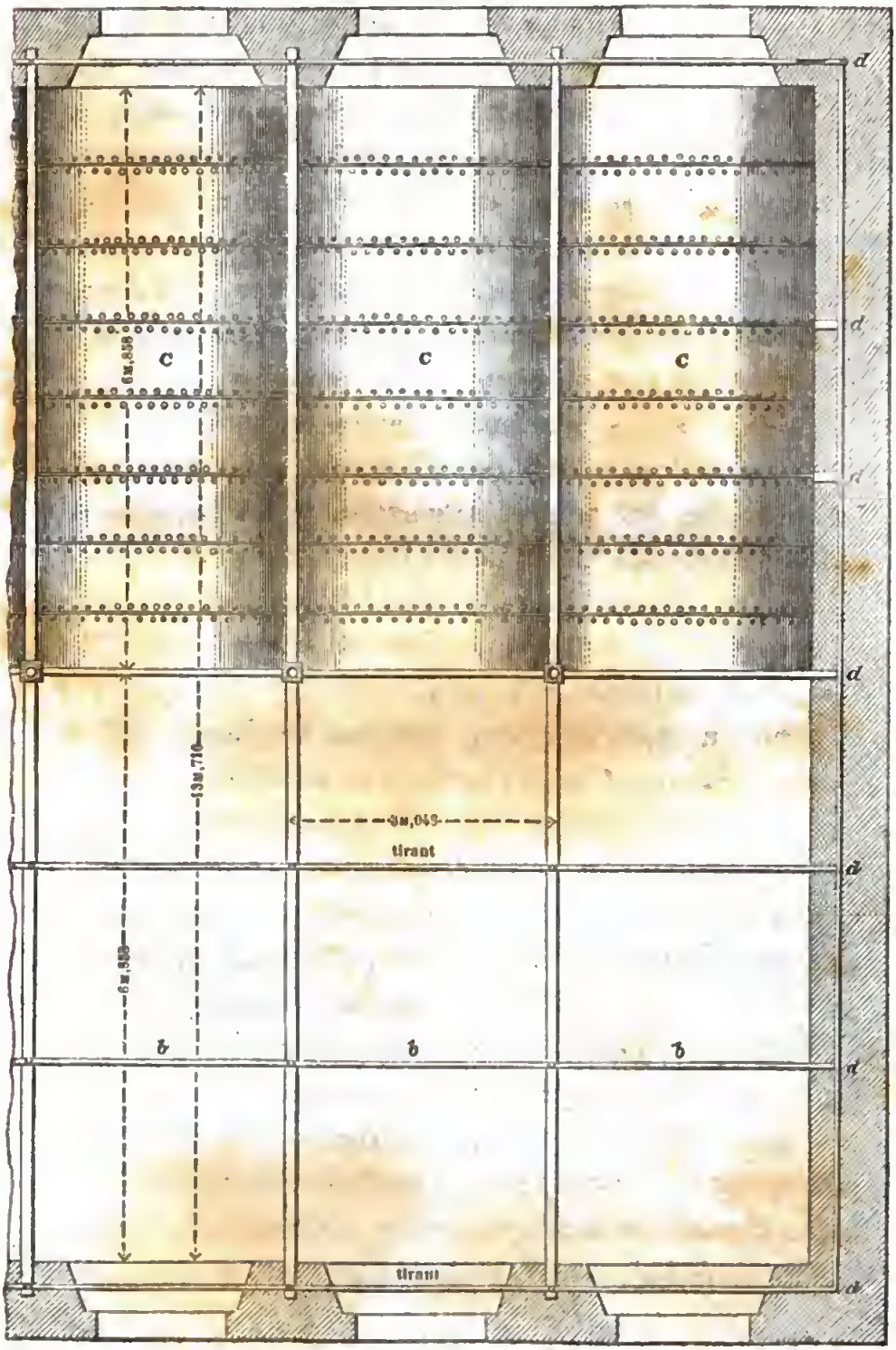
sont tels, qu'il me semble mériter une attention spéciale, et c'est dans la conviction que l'époque n'est pas éloignée où les poutres et les arcs en tôle constitueront les principaux éléments de résistance des constructions incombustibles, que j'ai cru devoir en figurer les dispo-

sitions principales. La figure 54 représente le plan d'une



portion des planchers du rez-de-chaussée d'une filature

Fig. 54.



incombustible construite dans ce système, avec la disposition des poutres transversales, des colonnes, des tirants, et des arcs en tôle en *b*, *b*, *b*, et *c*, *c*, *c*, etc. Les chaînes en fer plat seraient rivées, comme nous l'avons dit, à l'extrémité des poutres transversales qui reposent sur les murs de face; celles des murs de pignon seraient rivées à l'extrémité des tirants intérieurs en *d*, *d*, *d*, etc.

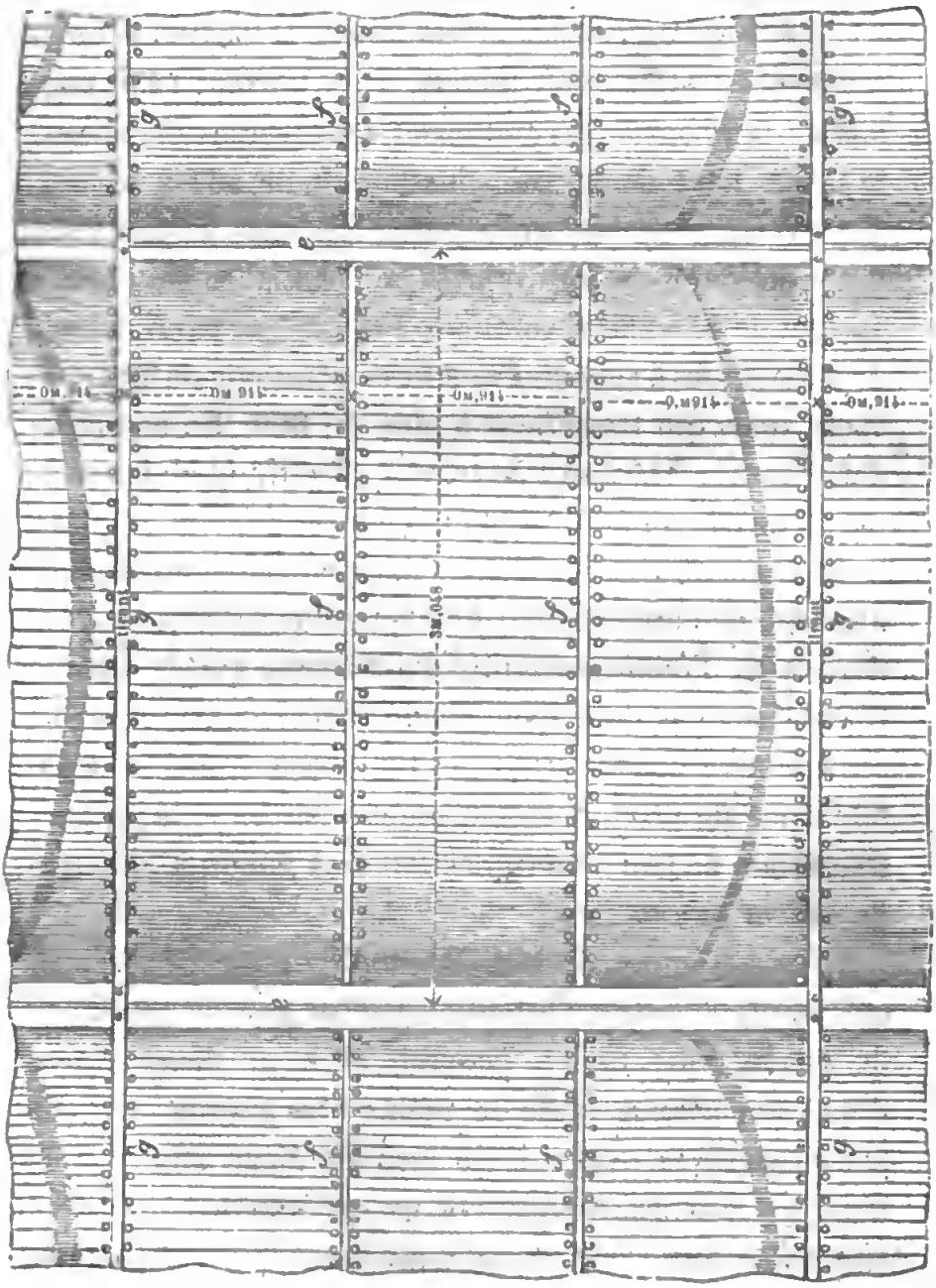
La fig. 55 représente en plan et à une plus grande échelle les assemblages et la position des arcs en tôle. Elle indique, en outre, vus d'en haut, les assemblages des tôles et des arcs aux nervures en fer à T par le moyen de rivets, ainsi que les tirants, qui relient tout l'ensemble des poutres transversales à chaque étage d'une extrémité du bâtiment à l'autre. Dans cet exemple, les extrémités des colonnes sont indiquées en *e*, *e*, *e*, les assemblages des tôles entre elles et avec les fers à T en *f*, *f*, *f*, et les tirants en *g*, *g*, *g*.

Nous ne nous étendrons pas plus longtemps sur ces considérations. C'est à l'habileté et au discernement du constructeur qu'il faut laisser les détails d'exécution. Disons cependant qu'il est indispensable de faire des fondations solides, et, pendant le cours de la construction, de relever l'extrémité des poutres qui repose sur les colonnes d'environ 12^{mm} à chaque étage, pour se prémunir contre le tassement des murs, qui est généralement plus considérable que celui des colonnes.

Après avoir décrit ce système avec tous les détails nécessaires au constructeur, je veux pour finir, et à propos des dispositions à adopter, citer la filature de coton de MM. Whittaker frères, près d'Ashton-under-Line, l'une

des constructions les plus vastes de ce système. Le bâtiment principal, qui a six étages de haut, a 91m,44 de long sur 18m,29 de large dans œuvre. Il contient 40000 bro-

Fig. 55.



ches et 1800 métiers, et ses planchers, en y comprenant les ateliers de tissage et les magasins, couvrent 20000 mètres carrés de surface. On y carde, file et tisse 49300 mètres ou 49,3 kilomètres de calicot par jour. Les mécanismes de la transmission mettent en mouvement 92 à 100 roues droites et coniques; la longueur totale des arbres est de 1463 mètres, et ils portent 1250 poulies ou tambours qui conduisent les diverses machines; le poids total de la transmission est de 467,2 tonnes. Cette énorme masse, qui ne comprend pas les machines des préparations et des apprêts, se meut avec des vitesses variant de 50 à 200 révolutions par minute, par le moyen de 2 machines à vapeur d'une force nominale de 300 chevaux, mais qui travaillent à plus de 800. En comptant dans l'année 316 jours de travail effectif, on obtient l'énorme production de 15603 kilomètres de calicot par an.

Je n'ai cité ces détails statistiques que pour donner une idée de l'importance et de l'étendue de cette production et de l'étonnant esprit d'entreprise qui la dirige. L'établissement dont nous avons parlé appartient à une seule famille de trois frères, et ils possèdent une seconde fabrique, qui produit 21950 mètres par jour; la production totale de leurs fabriques monte à 25800 kilomètres de calicot par an.

L'établissement de MM. Whittaker n'est pas le seul qui mérite d'attirer l'attention par sa grande puissance de production; on en pourrait citer plusieurs autres d'une importance égale ou même plus grande, soit par leurs machines, soit par les facilités d'exécution; mais il en est peu qui renferment un système de concentration aussi admirable, et qui réunissent dans un seul bâ-

timent autant de facilités pour une production étendue et avantageuse. Les fabriques de MM. John Fielden et frères, à Todmorden, ou celles de MM. Thomas Ashton et fils, à Hyde, et plusieurs autres, sont d'immenses établissements; mais j'ai choisi la manufacture de MM. Whittaker comme la plus intéressante comme étude, parce que c'est l'usine la plus récente qui ait été bâtie dans nos districts manufacturiers, et qu'elle renferme tous les perfectionnements modernes (1).

Il n'est pas nécessaire de nous étendre plus longtemps sur ce sujet, en quelque sorte étranger au but de cet ouvrage, qui porte plus spécialement sur les bâtiments et non sur les machines qu'ils renferment. Il nous suffira d'ajouter que le système de construction incombustible convient également à toute espèce de fabriques. Je puis constater ici qu'il a été appliqué avec beaucoup d'économie et un succès incontestable aux meuneries et aux filatures de coton, de lin, de soie et de laine, en y comprenant tous les bâtiments destinés au travail des matières textiles. Il présente de grands avantages aussi pour les édifices publics tels que casernes, prisons, maisons de travail, hôpitaux, halles au blé, en un mot pour tous les bâtiments qui demandent à la fois la stabilité des constructions et des garanties contre l'incendie. Il en est de même pour les édifices particuliers tels que maisons d'habitation, écuries, serres chaudes, etc., et le bas prix auquel le fer peut être livré aujourd'hui et les perfectionnements qu'on apportera sans doute dans sa fabrication me font espérer que le temps n'est pas éloigné

(1) La manufacture de Saltaire, près Bradford (voir page 181), a été bâtie postérieurement à celle de MM. Whittaker.

où la plupart des bâtiments de ce pays seront garantis contre les ravages du temps aussi bien que contre ceux de l'incendie.

J'ai essayé d'enregistrer dans ce traité les résultats d'une expérience de près de trente-cinq ans dans les constructions de cette espèce, et ayant employé beaucoup de temps, de travail et d'argent à ces recherches, j'espère que les détails que j'ai donnés, et qui m'ont été utiles dans ma vocation, serviront aussi à guider les praticiens pour des constructions d'une aussi grande importance pour la sécurité des marchandises, soit pour la stabilité, soit pour le calcul des résistances qui constituent les éléments de l'application.

ÉPREUVES A FAIRE SUBIR AUX POUTRES AVANT LA POSE.

Il nous reste à indiquer les moyens de mesurer la résistance des poutres en fonte avant la pose, et à donner quelques conseils sur ce sujet qui demande beaucoup d'attention et n'est pas très-généralement compris.

Les opinions sont très-divergentes sur ce sujet, et comme je ne suis pas d'accord là-dessus avec plusieurs personnes sur la limite à laquelle on doit porter les essais, il ne sera pas déplacé d'en donner ici mes raisons.

L'étude des lois de la résistance des corps à l'action des forces extérieures, ou l'examen de ces vérités physiques, qu'il faut observer strictement dans les applications, conduit à des conclusions assez importantes. D'après ces lois, on peut employer des procédés pour mesurer ces résistances, mais on ne doit pas altérer la cohésion de la matière sous les efforts qu'on lui fait subir. En effet, il y a dans

tous les corps soumis à l'action de forces extérieures, quelle que soit leur nature, une tendance puissante à résister aux causes qui viennent modifier leur état d'équilibre ; c'est cet antagonisme inhérent aux corps que nous appelons la résistance ou la capacité de résister aux forces, quelque faibles qu'elles soient, qui tendent à les altérer. Or, il est clair que toutes les fois qu'une force agit sur un corps, que ce soit du fer, du bois, de la pierre ou toute autre matière, en tendant à le déchirer, à le briser ou à l'écraser, ce corps oppose immédiatement à l'action de cette force la résistance qu'offre sa cohésion. Tous les corps semblent, si je puis m'exprimer ainsi, avoir horreur de la séparation de leurs parties constituantes; nous pouvons reconnaître ce fait, sans qu'il soit nécessaire de rechercher les lois des actions mutuelles qui relient ces molécules, et voir, dans les actions diverses qui conservent la propriété remarquable de la force d'adhésion, un principe inhérent à la matière, mais que nous ne connaissons encore qu'imparfaitement, soit dans sa cause, soit dans son mode d'action. Ce sont là des points de vue de la vérité scientifique que l'on ne devrait, sous aucun prétexte, laisser de côté dans l'éducation professionnelle : car une connaissance plus approfondie de ces propriétés, du moins en vue de leur application à l'emploi des matériaux, assurerait plus de sécurité au public et augmenterait la variété des formes dans les proportions symétriques.

La philosophie ou l'étude abstraite de la cohésion des corps est cependant une question parfaitement distincte. Dans ce travail, nous voulons ne nous appuyer que sur

des faits d'expérience, et ce qu'il nous suffira de connaître, c'est la capacité de résistance finale ou de rupture que présentent les corps aux quatre espèces d'efforts d'extension, de torsion, d'écrasement et de flexion transversale. Ceci connu, nous pourrons nous diriger avec bien plus de certitude dans les applications pratiques que nous ne le ferions sans cela, et une fois que nous aurons mesuré la résistance de la matière que nous voulons employer, et reconnu la direction des forces qui agissent sur les pièces, nous pourrons, sans la moindre hésitation, déterminer les quantités de matière à employer et sa distribution pour obtenir un maximum d'effet. Ce sont là les quelques principes fondamentaux d'où dépendent, à ce qu'il me semble, la stabilité et l'économie de ces constructions importantes, qui forment aujourd'hui un élément si essentiel des besoins et du bien-être de la société.

La connaissance complète des quelques principes fondamentaux de la résistance des matériaux doit nous guider dans les épreuves auxquelles il est indispensable de soumettre les pièces de fonte pour reconnaître celles qui ont des soufflures ou d'autres défauts. On a déjà fait observer que la fonte ne doit jamais porter une charge permanente plus grande que le $\frac{1}{3}$ de sa charge de rupture. Je crois que, pour faire face à toutes les circonstances qui peuvent se présenter, tels que les chocs produits par des matières lourdes tombant d'une certaine hauteur sur les poutres, etc., il serait bon de se donner plus de marge encore, et de ne jamais faire dépasser à la charge permanente le $\frac{1}{4}$ de la charge de rupture.

C'est une précaution indispensable avec les poutres, et, lorsqu'on éprouve la résistance et la qualité des pièces coulées qu'on emploie dans les constructions, il serait bon de commencer par charger graduellement une des poutres jusqu'à la rupture, en notant les flexions successives. Ce mode d'expérience a ce grand avantage que non-seulement il permet de s'assurer de la valeur relative du métal employé, mais aussi qu'il met en évidence sa ténacité, son élasticité et les qualités que, à cette époque de recherches expérimentales, il est important de déterminer. Une fois la résistance de la poutre et la qualité du métal reconnues par la rupture de l'une des pièces, il n'est pas nécessaire d'étendre ces épreuves aux autres, et il suffira de les éprouver sous le tiers de la charge de rupture qu'on aura trouvée pour la première; pendant cette expérience, on mesurera avec soin les flexions pendant la charge et les pertes d'élasticité après l'enlèvement de la charge, pour les comparer à celles qu'a données la poutre d'épreuve. Ces chiffres devront être portés en tableaux dans un registre spécial qu'on puisse aisément consulter et qui servira, quand on voudra, à déterminer les propriétés respectives de chaque poutre. Dans quelques cas, il serait désirable de porter l'épreuve au delà du $\frac{1}{3}$ de la charge de rupture; mais, pour moi, j'ai toujours eu des objections contre ces essais, parce qu'un effort sévère trouble toujours la structure moléculaire et met en action un plus grand nombre de parties qu'il n'est nécessaire pour soutenir la charge. Ce dernier point n'a pas probablement d'inconvénient sérieux, parce que, s'il y a plus de parties en action, cha-

cune d'elles a moins à porter. Mais il y a plus de danger provenant de l'inégalité de tension des molécules qu'un effort puissant peut séparer, ce qui altère la résistance finale d'une manière sérieuse. J'ai vu souvent des avaries de cette espèce se produire, qu'il eût été impossible de découvrir en observant les flexions et le défaut d'élasticité indiqué par la flèche permanente.

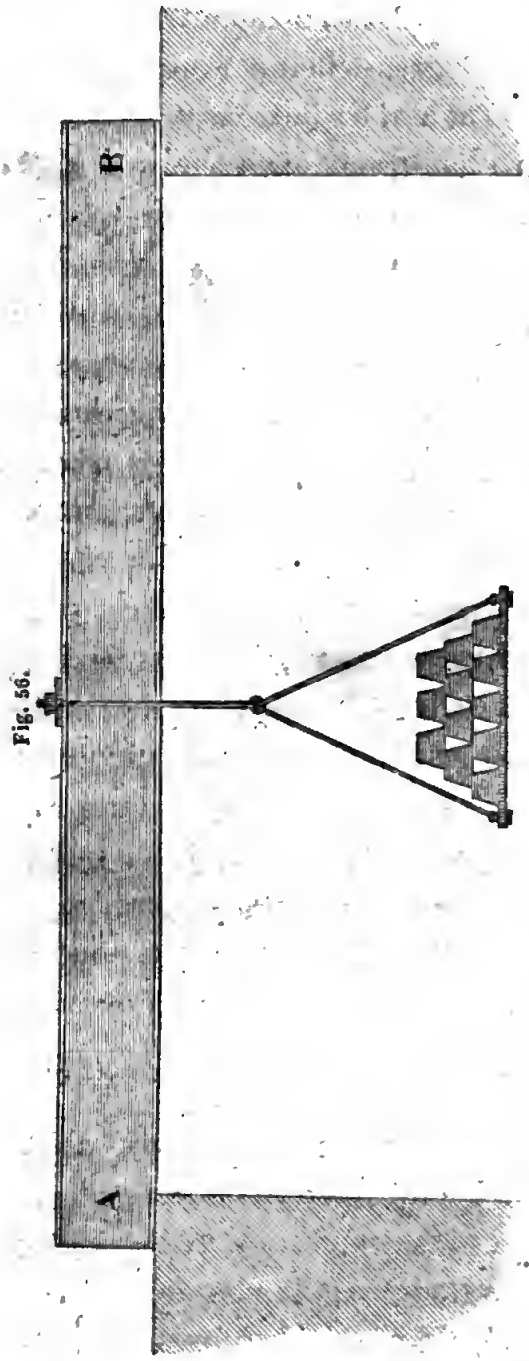


Fig. 56.

Pour donner un exemple du fâcheux effet des épreuves portées trop loin, supposons qu'on charge une poutre A, B, fig. 56, jusqu'au $\frac{1}{10}$e du point de rupture, par exemple de 950 kil., en supposant que la charge de rupture soit de 1000 kil. Il est évident qu'alors presque toute la résistance de la poutre, au-dessus et au-dessous de l'axe neutre, est

mise en action, et que la pièce souffre, sous cette forte pression, au point même de rupture. Si maintenant on enlève la charge, et qu'on se rende compte, en mesurant exactement les pertes d'élasticité, des conséquences des épreuves auxquelles la pièce a été soumise, on reconnaîtra que l'élasticité de la pièce a souffert dans une proportion importante, et même que la pièce menace de rompre sous une répétition de la même charge. Quel est le résultat d'une épreuve sévère? La poutre chargée au $\frac{1}{3}$ seulement de sa charge de rupture a conservé presque toute son élasticité primitive, qui l'a ramenée très-près de sa position première; sous une forte charge elle est sérieusement endommagée, et quelques changements de plus, même avec des charges plus faibles, auraient bientôt détruit sa résistance finale et amené la rupture par le dérangement que les molécules auraient éprouvé sous la première charge et par les efforts en sens contraires produits par le chargement et le déchargement. Ce sont là les raisons pour lesquelles je me suis toujours opposé à ce qu'on soumît les poutres en fonte à des épreuves sévères, et je n'ai pas d'hésitation, en traitant de ces pièces si utiles, à recommander un essai modéré, qui ne dépasse pas le $\frac{1}{3}$ de la charge de rupture, et qui aurait pour but plutôt de reconnaître les défauts de coulée et les soufflures qu'on peut y rencontrer que de déterminer la charge sous laquelle la poutre se romprait [1].

---

[1] Après avoir cependant mesuré la résistance de rupture en brisant une ou deux poutres. (*N. de l'A.*)

Dans leur résistance, les poutres (quelle que soit la matière qui les compose) offrent de l'analogie avec les muscles des animaux. Soumises à des efforts dépassant les limites raisonnables, elles peuvent, pendant quelque temps, les supporter, et probablement aussi quelques répétitions de la même action ; mais la conséquence ordinaire de ces charges excessives est, ou la rupture partielle des pièces, ou la perte totale de leur élasticité et de la faculté qu'elles possédaient de revenir à leur position première. Il suit de là qu'on ne devrait jamais demander d'une matière quelconque, soumise à une flexion transversale, d'endurer un plus grand effort que celui qu'il faudrait y appliquer pour redresser les fibres ou pour mettre en ordre les molécules de sa texture cristalline. Tout effort qui dépasse ces limites est accompagné de danger, et dans toutes les circonstances où la poutre est exposée à des vibrations agissant alternativement en sens opposés, à des charges mortes et à des collisions, il est plus prudent, dans le calcul de la charge de rupture, de multiplier la charge permanente par 4, au lieu de 3.

Pour les poutres employées dans les ponts de chemins de fer, le multiplicateur ne devrait jamais être moindre que 5, et dans la plupart des cas, il vaudrait encore mieux ne prendre que 6, à cause des grandes charges et des grandes vitesses des trains qui passent sur une ligne continue de rails, et qui soumettent aux épreuves également sévères des chocs toute construction qui a à porter le poids énorme dû au trafic de chemins de fer, avec des vitesses qui varient de 40 à 80 kilomètres par heure.

LES FABRIQUES DE SALTAIRE.

Dans les chapitres qui précèdent, nous avons essayé de présenter au lecteur les résultats des recherches les plus récentes sur les différentes formes de poutres d'une application fréquente dans la construction des fabriques, des entrepôts et des autres bâtiments du même genre ; nous conclurons ce travail en donnant un exemple de construction où tous ces perfectionnements ont été réalisés, exemple qui pourra intéresser le praticien. Nous choisirons dans ce but l'établissement gigantesque de Saltaire, près de Bradford, dans le comté d'York, et ce qui nous y engage, c'est non seulement qu'il forme un ensemble complet, mais aussi qu'il donnera au lecteur une idée de la puissance de production, des ressources, de la confiance que les producteurs de tissus les plus avancés et les plus éclairés font servir au développement de l'industrie manufacturière. Quand on visite ces ruches industrieuses, qu'on surveille l'action silencieuse et uniforme de ces grandes puissances motrices, qu'on écoute le murmure confus et continuel de la broche et du métier; quand on apprend le nombre d'êtres humains employés sous un seul toit, le total de leurs salaires et le total plus étonnant encore de leurs produits; quand on réfléchit à l'esprit d'entreprise et aux talents qui doivent constamment se soutenir, au milieu des travaux et dans les relations commerciales, pour alimenter ce grand tout et lui fournir du travail, on ne peut s'empêcher d'admirer l'intelligence qui peut diriger un établissement pareil, et on éprouve un sentiment de reconnaissance pour

la sécurité et la prospérité nationales, qui peuvent en justifier les risques.

Les fabriques de Saltaire, représentées au frontispice de cet ouvrage, appartiennent à M. Titus Salt. Elles s'élèvent dans l'une des plus belles parties de la vallée si romantique et si connue de l'Ayr, et cette situation a été choisie avec beaucoup de discernement, en vue d'une organisation économique du travail manufacturier. Entourée de grandes routes et de chemins de fer, qui pénètrent jusqu'au centre des bâtiments, la localité est traversée à la fois par un canal et par une rivière. Placée à une certaine distance en dehors de l'atmosphère fumeuse d'une grande ville, la fabrique reçoit une lumière excellente, et des communications par terre et par eau y apportent directement le charbon et les matières brutes, et emportent à destination les produits manufacturés.

On a pu rejeter complétement le transport à dos d'homme et le roulage, et on n'a négligé aucun détail qui tendît à apporter quelque économie dans la production. Le terrain sur lequel la ville de Saltaire doit se développer, petit à petit, a une étendue considérable, et la portion qui est réservée aux travaux, et qui est en réalité couverte par les constructions de la fabrique, n'occupe pas moins de 2$^{hect.}$,6. Sur cette large surface s'exécutent les opérations lourdes de la manufacture ; mais les surfaces destinées à toutes les opérations et à l'emmagasinage des marchandises, ou, en un mot, la surface totale des planchers, est d'environ 4$^{hect.}$,8.

Le massif principal des constructions, ou la filature proprement dite, se dirige de l'est à l'ouest, à peu près parallèlement aux voies du chemin de fer qui fait le ser-

vice entre Shipley, Skipton et Lancastre. Il a six étages, 168m,70 de long, 15m,24 de large, et environ 22m de haut; les architectes, MM. Lockwood et Mawson, de Bradford, ont apporté tous leurs talents à donner à cet édifice une façade architecturale et à éviter la monotonie que présentait une aussi grande surface. Ils ont adopté un style italien qui ne manque pas de hardiesse, et la belle qualité des pierres qui composent cette construction massive fait ressortir avec avantage le caractère dominant de l'édifice. Immédiatement derrière le centre de la fabrique principale, et à angle droit avec elle, s'élève un autre bâtiment à six étages, destiné à l'emmagasinage, à la réception et à la visite des produits manufacturés, et de chaque côté de ce bâtiment sont placés les ateliers du cardage, c'est-à-dire les salles où les fibres d'alpaca, de mohair (poils du chien de Turquie), de laine, sont peignées par les machines, ainsi que la belle rangée de constructions adaptées aux bureaux et le grand atelier où se fait le tissage mécanique. Pour donner une idée de la grandeur de l'établissement, il suffira de dire qu'en septembre 1853 trois mille cinq cents invités de M. Salt ont dîné dans la salle du cardage, sans confusion et sans encombrement, et avec une ventilation parfaite, et que la grande salle du tissage aurait pu en contenir un nombre double sous un seul toit. Les salles de lavage, de séchage, d'emballage et les ateliers de réparations des machines, ont une disposition commode, comme on le verra dans le plan général de la fabrique, planche Ire. M. Salt n'est pas resté en arrière dans la construction des nouvelles routes qui étaient nécessaires pour assurer un abord facile aux différentes parties

de la fabrique, et il a profité des découvertes les plus récentes de l'industrie; aussi on y rencontre les ponts de la construction la plus solide et la plus durable, en fonte et en fer; l'un de ces viadues, du système tubulaire, traverse la rivière Ayr et n'a pas moins de 137^{m} de long.

Après avoir rapidement passé en revue les caractères généraux qui distinguent l'établissement de M. Salt, nous allons examiner en détail les points qui, en rapport avec le sujet de cet ouvrage, peuvent présenter quelque intérêt.

I. *Construction*. La filature A, planche II, a un étage de caves de 3^{m},048 de profondeur, s'étendant dans toute la longueur du bâtiment à droite et à gauche des chambres des machines. Le rez-de-chaussée a 4^{m},877 de haut d'un plancher à l'autre; les quatre étages suivants, chacun 4^{m},268; l'étage supérieur, qui forme les combles, mesure 2^{m},438 du plancher au tirant de la charpente, et 2^{m},896 de ce tirant au sommet du toit, ce qui lui donne une hauteur totale de 5^{m},734. On remarquera en outre que cet étage, étant situé à une hauteur suffisante au-dessus de la voûte de l'entrée principale et des deux chambres des machines, s'étend dans toute la longueur de l'édifice, qui est de 167^{m},640, et forme ainsi, à ce que nous croyons, la plus grande salle connue en Europe, sans en excepter la longue galerie du Louvre à Paris. L'édifice tout entier a été mis à l'abri de l'incendie par l'emploi de murs en pierre, de colonnes en fonte et de voûtes en briques creuses. En se reportant à la section tranversale, planche II, on remarquera que les murs de face sont creux dans toute leur longueur. Par le moyen des ouvertures *a*, *a*, *a*, *a*, etc., un volume d'air pur et frais entre

dans chaque salle et est régularisé à quelques centimètres au-dessus des planchers, tandis que des ouvertures correspondantes au haut des salles servent à l'évacuation de l'air échauffé ou vicié; ainsi une ventilation simple mais complète est établie, et, dans toutes les saisons, une circulation d'air suffisante traverse constamment la filature.

Chaque salle est divisée longitudinalement en deux compartiments par un seul rang de colonnes. On a trouvé convenable de faire ces deux compartiments inégaux pour la bonne disposition des machines et pour laisser au milieu un couloir entièrement libre. Ils ont donc, l'un $8^{m},356$, l'autre $6^{m},959$. L'usine diffère en un point important des édifices incombustibles ordinaires; les voûtes sont formées avec des briques creuses, dont la forme exacte est représentée aux fig. H et I, pl. II. Cet emploi des briques creuses est un grand perfectionnement, en ce qu'il diminue le poids mort et par conséquent les efforts qui agissent sur les poutres. En moulant ces briques d'après la courbe de la voûte, on a pu obtenir une surface unie pour la douelle inférieure; ce travail n'exige qu'un piquetage, et on a pu se dispenser de le recouvrir d'un plâtrage. La vue en coupe K indique la portée et la flèche de ces voûtes, dont le remplissage a été fait avec du béton maigre; on obtient ainsi, après le nivellement, une assiette solide et égale, sur laquelle repose un plancher formé de dalles du Yorkshire, de 57^{mm} d'épaisseur. Les poutres en fonte ont en coupe le profil de plus grande résistance, comme on le voit en regard des tableaux d'expérience qui suivent. On a donné aux grandes poutres

de 8m,356 de portée une hauteur de 0m,457 au milieu et 0m,279 aux extrémités, et les plus petites, de 6m,959, ont 0m,432 et 0m,254. La fonte qui a servi à les couler était composée de parties égales de Gartsherrie n° 3, de Dundyvan n° 3, et d'hématite n° 3.

Par le calcul, on a trouvé que la résistance de ces deux poutres à un effort transversal devait être de 29,96 tonnes françaises pour la plus grande, et de 22,60 pour la plus petite.

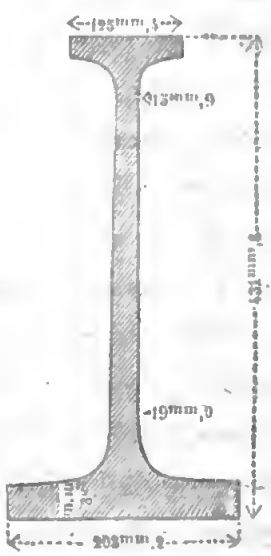
Cependant, pour s'assurer de la qualité du métal, on rompit des poutres d'essai, en suspendant un poids mort de gueuses au centre des pièces.

Voici les résultats qu'ont donnés ces expériences :

Essai des poutres en fonte ayant 6m,969 entre les points d'appui.

Charges au milieu en kilogrammes.	Flèches en millimètres.
7110	7,87
8024	10,92
8887	11,68
9750	14,22
10614	15,75
11475	16,51
12340	19,05
13202	20,57
14065	21,34
14930	22,86
15793	23,37
16657	26,92
17520	28,45
18383	29,97
19247	31,75
20110	33,27
20973	36,32
21635	38,10
22700	La pièce s'est rompue sous cette charge.

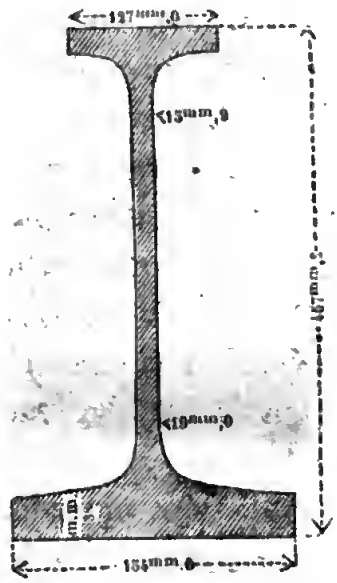
Fig. 57.



Essai des poutres ayant 8^{m},331 *entre les points d'appui.*

Charges en kilogrammes.	Flèches en millimètres.
8887	12,70
9750	14,22
10614	14,99
11475	16,51
12340	19,05
13202	21,34
14065	23,62
14930	26,67
15793	28,45
16657	29,97
17520	33,27
18383	36,32
19247	39,62
20110	43,43
20973	46,74
21633	49,78
22141	53,85
29759	Le danger qu'il y avait à s'approcher de la poutre n'a pas permis de mesurer les flèches qui suivirent jusqu'à la charge de 29883 kil., qui entraîna la rupture de la pièce.

Fig. 58.



Environ 200 grandes poutres ont été essayées avec une charge au centre de 12^{t},187 ; les flèches ont varié de 9^{mm},5 à 15^{mm},9.

Le même nombre de petites poutres, essayées avec 8^{t},125 au centre, ont fléchi de 11^{mm},1 à 12^{mm},1.

Les expériences ci-dessus montrent que le mélange des trois fontes produisait une qualité de métal supérieure.

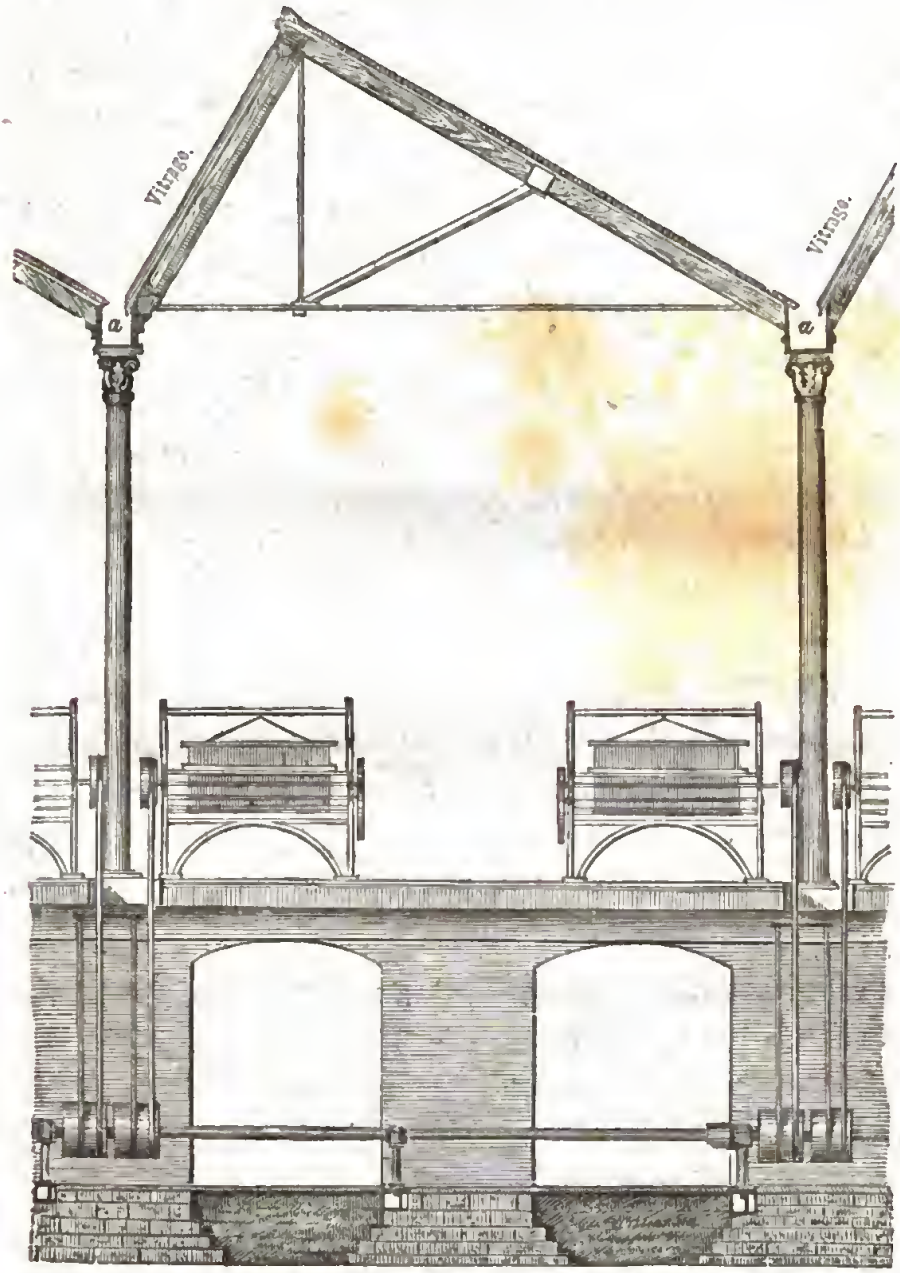
La charpente, comme les autres parties du bâtiment, est entièrement incombustible. Elle est composée de 128 fermes, formées de fers à T, de cornières et de tirants,

comme on le voit en coupe à la pl. II. Les extrémités des fermes sont fixées à des sabots qui reposent sur les murs, et à ces sabots sont attachés les tirants horizontaux G, qui retiennent les arbalétriers et maintiennent le tout. A la partie supérieure, de chaque côté du faîte et dans toute la longueur du bâtiment, les salles sont éclairées par un vitrage, et la disposition des châssis donne aux salles une apparence de légèreté et de gaieté. Pour le reste, la seule chose qu'on puisse reprocher à cet édifice, c'est le peu de hauteur du toit avec des salles si longues et si étendues; mais cette impression s'efface bientôt quand on réfléchit que le bâtiment est construit dans un but d'utilité et non dans un point de vue artistique, et la conception du but que l'on s'est proposé devient de plus en plus distincte et plus frappante. En outre, on doit observer que tout agrandissement de cette partie de l'édifice aurait augmenté la dépense nécessaire à l'entretien d'une température uniforme, et que dans une situation aussi exposée aux influences atmosphériques, cela aurait été nuisible, sinon désastreux pour les opérations de la manufacture et pour les mécanismes.

Si l'on se reporte à la grande salle du tissage, marquée C, sur le plan, pl. Ire, on verra qu'elle est divisée en parallélogrammes de 10m,973 sur 5m,486. Aux angles de chaque division sont fixées des colonnes en fonte, qui portent 13 lignes de gouttières en fonte, *a a*, fig. 59, et ces gouttières ont des dimensions suffisantes pour servir d'entablement aux colonnes et pour porter la charpente qui s'étend de l'est à l'ouest dans la même direction, et, dans chacun des compartiments faisant face au nord, les châssis vitrés qui donnent à peu

près à toutes les heures du jour une grande uniformité de lumière. La salle du peignage D est de construc-

Fig. 59.



tion semblable, mais avec cette différence qu'elle est

divisée en carrés de 5^{m},486 avec des colonnes et des charpentes semblables à celles de la salle du tissage. La fig. 59 donne une coupe de cette partie de la construction et montre la position des colonnes, l'angle des châssis et une portion des caves contenant les arbres moteurs, les roues, les poulies, etc., qui transmettent le mouvement aux machines spéciales du rez-de-chaussée, c'est-à-dire à plus de mille métiers mécaniques.

Le caractère particulier de ce département est la situation des transmissions sous le sol, disposition qui écarte de cette immense surface tous les obstacles que présentent d'ordinaire les courroies, les tambours, etc., de manière que l'inspecteur des travaux peut en embrasser l'ensemble d'un coup d'œil.

2. *Service de l'éclairage et des eaux.* On s'est étudié, dans ces accessoires indispensables à un établissement de cette importance, à assurer une parfaite régularité de service. L'usine à gaz est située au point le plus bas du pays, entre le canal et la rivière, et le réservoir du gazomètre, de 19^{m} de diamètre sur 6^{m},10 de haut, est assez bas pour être rempli, soit par les grandes conduites d'eau ou par le réservoir destinés à alimenter la ville de Saltaire, soit par le canal dont le niveau est à 7^{m} environ au-dessus de la rivière. Le gazomètre a 18^{m},28 de diamètre, 5^{m},49 de haut, et contient 1,416^{m3} de gaz, volume suffisant pour la consommation de 5000 becs. L'usine est alimentée à la fois par l'eau douce recueillie sur les toits, et par celle qui provient de la condensation de la vapeur dans les appareils de chauffage. Ces eaux sont amenées par des tuyaux dans un grand réservoir ou citerne où on les conserve, et où on les filtre pour le nettoyage et le la-

vage de la laine. Pour le service de l'eau destinée aux usages domestiques de la ville, on a creusé un puits à une profondeur considérable au-dessous des fondations des machines à vapeur, et une pompe de 0m,229 de diamètre est attachée à l'une d'elles, exclusivement pour l'élévation de l'eau, qui débouche dans un réservoir placé à un niveau assez élevé pour desservir la ville entière.

3. *Chauffage et ventilation.* Les dispositions à adopter pour maintenir la température et renouveler l'air des différentes salles, où sont employés tant d'ouvriers, ont été l'objet de la sollicitude éclairée de l'ingénieur, de l'architecte et de M. Salt lui-même; toutes les précautions connues ont été prises, tous les perfectionnements récents ont été adoptés pour assurer une température agréable et une ventilation salutaire. On a déjà dit que les murs du bâtiment principal ont été percés pour l'admission de l'air frais et pour l'évacuation de l'air vicié; en outre, chaque salle a un double rang de tuyaux à vapeur qui échauffent les couches supérieures à une température de 16° C, et engendrent dans les salles une circulation constante de courants imperceptibles.

Les salles du tissage, qui sont élevées et plus exposées que les autres, sont chauffées et ventilées d'une manière bien différente. On emploie le procédé mécanique du refoulement de l'air au travers de deux ou plusieurs cylindres remplis de tubes de petit diamètre. Ces tubes sont maintenus à une certaine température par la vapeur qui s'échappe de deux machines à haute pression et sans condensation, mettant en mouvement les ventilateurs; ils chassent l'air ainsi échauffé dans des canaux, dans

l'intérieur des planchers, et après avoir passé entre les reins des voûtes, cet air est enfin jeté dans les salles par des régulateurs à registres, disposés sur de nombreuses ouvertures dans les canaux. Cet appareil, inventé par MM. Hamilton et Weems, de Johnstone près Glascow, doit entretenir dans les salles une circulation constante d'air chaud en hiver et d'air froid en été.

4. *Moteurs, transmissions et machines.* Les premiers moteurs de l'usine de Saltaire consistent en deux paires séparées de machines à vapeur à condensation, placées comme on le voit dans le plan d'ensemble, de chaque côté de l'entrée principale. Les machines sont calculées pour produire une force minima de 1250 chevaux. Elles sont massives, et leur ensemble est imposant; leurs dimensions sont adaptées au travail à haute pression, si économique au point de vue du combustible. La vapeur est produite par dix chaudières tubulaires placées sur le devant de l'usine, mais au-dessous du niveau du sol. Leur position est indiquée en plan par des lignes ponctuées sur la planche I. Les chaudières sont construites en vue de l'absorption de la fumée et de l'économie de combustible. Dans ce but, on a pris toutes les précautions possibles pour éviter le rayonnement de la chaleur; les générateurs sont recouverts de matières non conductrices, et les conduites d'amenée de vapeur elles-mêmes, après avoir quitté les chaudières, traversent le carneau principal, où la vapeur se dégage de tous les globules non encore vaporisés qu'elle peut avoir entraînés avec elle, et entre surchauffée dans le cylindre, où elle exerce sa pression dans un état d'élasticité parfaite. La flamme et les gaz, en sortant des fourneaux des chaudières, se rassem-

blent dans un carneau principal, qui va directement à la cheminée. Cette cheminée qui, grâce à l'habileté et au goût des architectes, orne et complète l'ensemble au lieu de choquer la vue, s'élève à quelque distance de la façade principale, et a 76ᵐ de haut. Elle est bâtie en pierre, dans le style d'une campanille italienne ; mais pour protéger la cheminée contre les courants d'air chaud, et pour maintenir le parallélisme des parois internes dans toute la hauteur, on l'a garnie d'un revêtement de briques réfractaires, de manière à laisser tout autour une couche d'air chaud qui garantit les murs extérieurs et qui maintient un tirage efficace et parfaitement uniforme.

Les deux paires de machines à vapeur travaillent indépendamment l'une de l'autre ; mais, dans les deux cas, la transmission de mouvement est prise directement à la circonférence des volants, et les récepteurs de leur puissance se trouvent dans des roues droites, engrenant avec des pignons à dents en bois. Le mouvement et la vitesse nécessaires sont transmis d'une extrémité de l'usine à l'autre par des arbres et des engrenages comme à l'ordinaire. La longueur totale des arbres est de plus de 6100ᵐ ou près de 6,1 kilomètres. Ils varient en diamètre de 0ᵐ,356 à 0ᵐ,50, ils pèsent ensemble près de 610 tonnes, et marchent à des vitesses qui varient de 50 à 250 révolutions par minute. Il est inutile de décrire en détail les différentes sortes de machines employées à la fabrication ; disons seulement que M. Salt, avec cette prévoyance et cette libéralité qui aujourd'hui sont absolument nécessaires à un travail convenable et productif, a décidé que les machines seraient complétement nouvelles, et qu'elles embrasseraient tous les résultats des in-

ventions les plus récentes et de la construction la plus parfaite.

On peut donner une idée de l'importance de l'usine de Saltaire par ce fait statistique, qu'elle renferme tous les moyens nécessaires pour préparer les matières brutes qui doivent alimenter plus de 1200 métiers mécaniques, et que l'énorme production journalière de ces 1200 métiers monte à 27431 mètres d'alpaca ou de tissus divers, ou à plus de 8050 kilomètres par an.

Digitized by Google

APPENDICE

N° 1.

On a longtemps hésité à reconnaître les avantages que présentent les poutres en fer forgé pour supporter les arceaux qui forment les planchers des magasins incombustibles. Ce genre de poutres avait eu, ces derniers temps, des applications diverses, entre autres, dans les ponts en plate-bande et dans les planchers en bois des édifices; mais leur emploi n'a été jusqu'ici que fort limité, et, jusqu'à ce qu'elles eussent été essayées en grand à Wolverhampton et depuis, sur une moindre échelle, à Saltaire, pour supporter des arcs en briques, on les considérait comme peu applicables dans ce but, à cause de leur ductilité et leur tendance à la flexion latérale. Ces exemples ont cependant montré combien cette opinion était fausse, et l'on peut voir sur le pont-tube de Saltaire plus de cent arcs en briques portés par des poutres en fer forgé qui présentent un degré de rigidité au moins égal à celui des poutres en fonte. On peut dire la même chose des voûtes d'essai au moulin de MM. John et James Norton, où elles présentent la même solidité et plus de sécurité que celles qui sont supportées par des poutres en fonte.

J'ai cru nécessaire de faire connaître ces faits pour prouver la supériorité des poutres en fer forgé, dont le poids n'est que le $\frac{1}{3}$ des poutres en fonte, et qui présen-

tent bien plus de sécurité contre les dangers de rupture, qu'elles aient à porter une charge permanente ou à résister à des chocs.

N° II.

RAPPORT SUR LES CAUSES DE LA CHUTE D'UNE FILATURE A OLDHAM, EN OCTOBRE 1844.

Après avoir visité avec soin le bâtiment, et avoir examiné en détail les murs, les fondations, les poutres en métal, les colonnes et les fractures de ces pièces, nous pensons que l'accident peut être rapporté à une des deux causes qui suivent : ou à la chute des voûtes, en premier lieu, ou, ce qui est plus probable, à la rupture de l'une des grandes poutres qui supportent les voûtes transversales et longitudinales adjacentes au mur de pignon de l'usine.

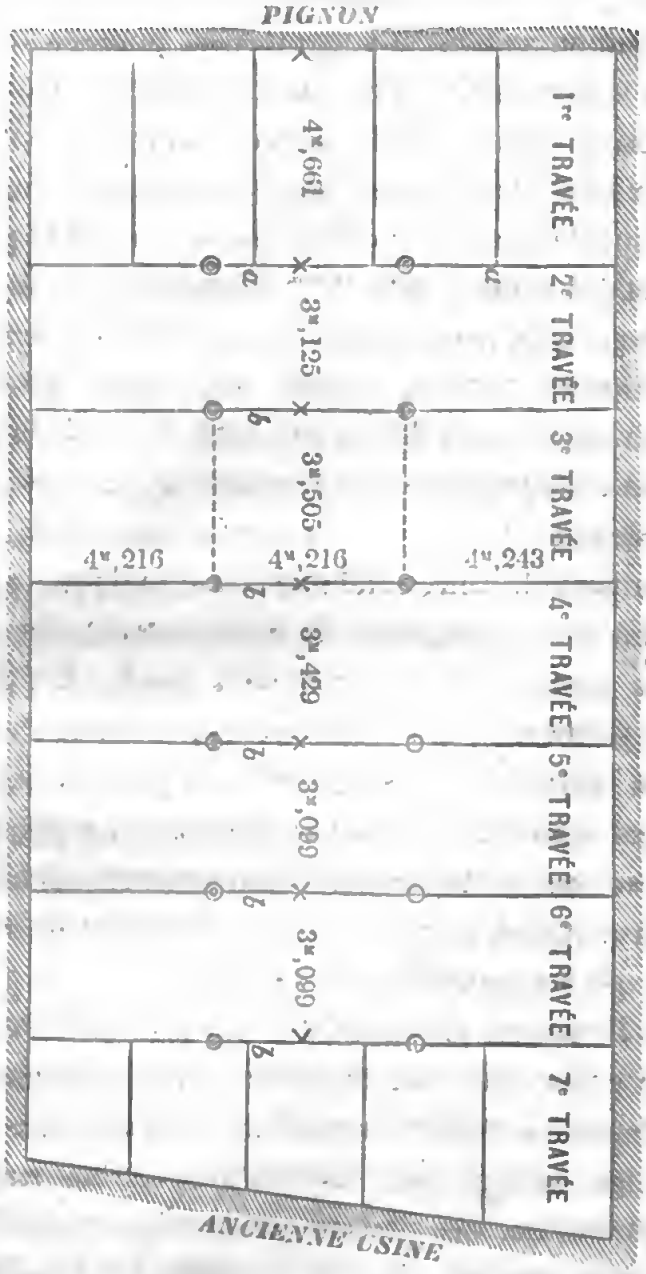
De l'enquête, il résulterait que l'on avait observé, quelques jours avant l'accident, l'affaissement de l'une des voûtes de l'étage supérieur (la quatrième à partir de l'ancienne filature). Cette voûte ayant fléchi de 10$^{cm.}$, on pensa qu'elle offrait des dangers, et on fit immédiatement poser les cintres pour la remplacer. On en avait reconstruit le premier tiers et la partie du milieu avait été enlevée, le reste demeurant en place, lorsque les murs cédèrent, à ce moment critique, et, suivant l'un des témoins, une des poutres s'étant rompue à l'about d'une des colonnes, on vit tout l'édifice s'écrouler avec fracas. Or, dans ce cas, en regardant comme exacts les renseignements que nous avons recueillis, il est évident que la poutre a dû se briser sous l'effort de la poussée

latérale des arches, et non, comme on le supposait, sous l'action verticale de la charge sur les poutres qui restaient en place. On remarquera, en effet, que les poutres du milieu avaient à supporter la poussée tout entière des voûtes, sans autre secours qu'un pilier en bois dans de mauvaises conditions, qui, naturellement faible et de texture fibreuse, se serait facilement fendu ou écrasé sous l'effort du rebord d'une nervure qui pressait sur lui, et qui n'avait que 25^{mm} d'épaisseur. Il suit de là que la poussée de deux grandes voûtes basses aurait suffi pour rompre la poutre, et, par suite, pour faire céder ou détruire les abouts de chaque côté. Une fois la poutre brisée, on se représentera facilement ce qui devait suivre. On devait attendre un accident sérieux. Mais, dans notre manière de voir, cette rupture n'explique pas suffisamment toute l'étendue de cette catastrophe et ne rend pas compte de la destruction totale de l'édifice. Une des poutres du milieu ou une quelconque des poutres de la filature, en cédant seule, ne pouvait pas, suivant nous, amener la ruine complète, et, soupçonnant d'autres causes, nous avons fait une enquête encore plus minutieuse et plus attentive sur la résistance et les proportions des autres parties de l'édifice.

Après l'examen des poutres brisées, et principalement de celles qui sont disposées transversalement, à une distance de 5^{m},572 du mur de pignon, nous avons trouvé des indices plus satisfaisants de la cause de cette catastrophe. Ces poutres portent les extrémités de quatre autres poutres, dans la direction longitudinale, à partir du mur de pignon, sur lequel elles reposent comme dans le plan ci-dessous.

On voit sur la figure que les poutres *a*, *a*, *a* avaient à supporter une charge beaucoup plus considérable que les

Fig. 60.



poutres *b*, *b*, *b* ; elles devaient donc avoir une résistance proportionnellement plus grande. On les avait aussi

faites plus fortes; mais, malheureusement, par inadvertance, ou plutôt par ignorance, on les avait renforcées sans discernement, et, au lieu de porter cette augmentation de résistance sur la nervure inférieure, qui est toujours soumise au plus grand effort, on l'avait portée sur la tige verticale, qui n'en avait aucun besoin. Il est bien connu, ou au moins il devrait l'être de toute personne qui a à s'occuper de la construction de poutres en fonte, que la résistance de ces pièces est à peu près proportionnelle à la section de la nervure inférieure, toutes choses étant égales d'ailleurs; car, d'après les expériences de M. Hodgkinson, une nervure inférieure de section double donne une résistance presque double.

Ces faits ayant été confirmés par des expériences directes, il importe à tous ceux qui ont quelque intérêt dans la construction d'édifices incombustibles, où des êtres vivants et des objets de valeur sont exposés, que la forme des poutres et leur section de plus grande résistance fussent bien comprises (1), et nous renverrons les personnes qui ne connaissent pas ces principes au Mémoire de M. Hodgkinson sur la résistance des poutres en fonte, inséré dans le cinquième volume des Mémoires de la Société littéraire et philosophique de Man-

(1) Pour montrer par un exemple pratique l'importance au moins d'un aperçu des premiers principes, nous n'avons qu'à prendre une poutre en T avec une seule nervure disposée au bas, et à la briser avec une charge que nous nommerons 1000. Si maintenant on la renverse et qu'on dispose la nervure à la partie supérieure, la charge de rupture ne serait plus que 320 à 340. Peu de personnes connaissent ces faits, et le plus grand nombre supposent que la poutre a la même résistance dans un cas que dans l'autre. De là la position anormale où ces pièces se trouvent placées.

(*N. de l'A.*)

chester. Dans les circonstances ordinaires, nous ne fatiguerions pas le jury de ces remarques ; mais, dans un accident aussi sérieux que la catastrophe actuelle (1), où la vie de plusieurs personnes a été sacrifiée, par l'ignorance et le manque d'habileté des constructeurs, nous regardons comme notre devoir de diriger l'attention publique de ce côté, non-seulement pour le cas présent, mais aussi pour l'avenir, et d'insister auprès des propriétaires d'usines et de bâtiments renfermant des ouvriers sur la nécessité d'une construction plus sûre et plus parfaite, et d'une application plus étendue du système de construction incombustible. Si nos remarques sont accueillies et suivies, nous croyons pouvoir dire que nous n'aurons plus d'enquêtes à faire sur des accidents aussi regrettables et aussi funestes.

Nous avons déjà fait remarquer que les poutres *a, a, a*, dans la figure qui précède, avaient été renforcées, non pas à la nervure supérieure, mais à la partie centrale, dont on avait, sans utilité, augmenté l'épaisseur. Si le même poids de métal avait été porté sur la nervure inférieure, les poutres les plus faibles de l'édifice auraient pu être soumises à une charge double, et ainsi, par une meilleure distribution de la fonte, on aurait sauvé l'usine en même temps que la vie de ceux qui y ont péri.

Ces observations s'appliquent aux autres poutres de l'usine dont la résistance était partout en défaut (2). Les

(1) Plus de vingt personnes ont été tuées dans l'accident qui nous occupe.

(2) En calculant les charges de chacune de ces poutres, on voit que celles qui portent les voûtes de 3m,20 étaient soumises à une charge de 10 tonnes, et celles de 3m,35 de 11 tonnes, sans compter le poids des ma-

poutres transversales portant les extrémités des poutres longitudinales avaient une charge de 13^{t},96.

Si maintenant nous prenons les sections de ces poutres, et si nous calculons les charges qui, placées au milieu de la longueur de ces poutres, les rompraient, on trouvera que ces charges pour les poutres *a* et pour les poutres *b* sont presque égales ou d'environ 9^{t},4. C'est la charge de rupture d'une fonte de qualité moyenne, et en employant une qualité supérieure, on ne peut compter que sur 10^{t},16 à 10^{t},66. La résistance de rupture serait donc d'environ 10 tonnes, quand la charge est disposée au milieu de la longueur, ou de 20 tonnes, quand elle est également distribuée sur toute la surface de la nervure.

Voyons maintenant la résistance que présentent ces poutres aux charges permanentes qu'elles ont à supporter, et en faisant cette comparaison, il faut se rappeler que les deux poutres *a*, *a*, fig. 60, les plus rapprochées des murs de face, ont leurs charges inégalement distribuées, ce qui réduit leur résistance à 15,23 tonnes.

Il est facile de voir que, à l'ouest, la poutre *a* pouvait porter 10 tonnes; mais les poutres transversales, à l'est, avaient leur charge tout entière concentrée au milieu de la pièce, et, par conséquent, la résistance de rupture n'était plus que de 15,23 tonnes au lieu de 20,31 tonnes, comme cela aurait eu lieu avec une charge également distribuée, car la charge n'était distribuée que d'un côté, et de l'autre elle était appliquée en un seul point (1).

---

chines. Si l'on tient compte de la charge des machines en mouvement, on verra que ces dernières poutres supportaient une charge presque égale à la charge de rupture, qui n'était que de 19 à 20 tonnes. (*N. de l'A.*)

(1) Il y a une grande différence entre une charge concentrée en un point,

Or, la charge de ces poutres était de 13,96 tonnes, dont 8,63 étaient portées d'un côté en un seul point, et 5,33 étaient distribuées sur la surface de la nervure opposée.

Il résulte de là que la charge réelle était à la charge de rupture comme 13,96 : 15,23, ou, comme 1 à 1,09, c'est-à-dire que la charge permanente n'était inférieure que d'une faible fraction, $\frac{1}{10}^{e}$, à la charge de rupture. Tels étaient les dangers que courait la construction avant sa chute.

Si l'on examine la question à ce point de vue, et si l'on accepte les calculs que nous venons de faire, on ne peut s'étonner de la destruction de l'édifice. Même en supposant que les voûtes eussent résisté, il est évident qu'il était extrêmement dangereux de faire supporter aux poutres une charge permanente aussi rapprochée de la charge de rupture, et que, dans le cas actuel, aucune précaution n'aurait pu empêcher la rupture des poutres transversales *a*, *a*, *a*, fig. 60, dès l'instant où elles auraient été soumises au moindre choc ou à des vibrations tendant à altérer la disposition des molécules et à leur enlever éventuellement une portion d'une résistance déjà si faible. Il est clair qu'elles auraient dû manquer un jour ou un autre. M. Bellhouse, je crois, s'accorde à penser avec moi que ce fut là la véritable cause de l'accident, qu'il est probable que, par les vibrations des

---

au milieu ou près du milieu, et une charge également distribuée. Dans ce dernier cas, la pièce peut porter une charge double, et, par conséquent, une poutre portant une voûte où nous avons une charge également répartie, portera une charge double. (*N. de l'A.*)

transmissions, au moment de se mettre en mouvement ou par quelque autre cause, le plus faible choc aurait brisé l'une ou l'autre des poutres *a*, *a*, et il est facile de se représenter ce qui devait suivre. Non-seulement le mur de pignon devait s'abîmer, mais les voûtes devaient se relâcher au même étage, et tout l'édifice devait s'écrouler. Il serait impossible de se rendre compte de la destruction complète de l'édifice sans la chute à l'un des étages du châssis formé par les poutres, et cette catastrophe s'explique par la rupture d'une des poutres *a*, *a*.

Outre la faiblesse des poutres en fonte, que nous considérons comme la cause première de l'accident, il nous reste à examiner les tirants qui, quoique suffisamment nombreux et résistants, n'étaient pas judicieusement placés pour résister à la poussée des voûtes. C'est près de la nervure inférieure de la poutre que ces tirants fournissent leur tension maxima ; mais là où cette disposition offre des inconvénients, ils ne devraient pas être placés plus haut que le sommet des voûtes, et, dans cette position, ils traverseraient les poutres vers l'axe neutre, et donneraient une sécurité suffisante aux voûtes, sans affaiblir la poutre. Au lieu de se rapprocher de ce point, ils étaient disposés au niveau supérieur des poutres, et à 46^{cm} de la nervure inférieure (1).

---

(1) Dans toute espèce de voûte portée par des poutres, il est urgent de placer les tirants aussi bas que possible ; la plupart du temps, il serait commode de les faire passer à la hauteur des cordes des arcs des voûtes ou de la nervure inférieure, mais en tous cas ils ne devraient pas être placés plus haut que le sommet des voûtes, et alors, comme nous l'avons dit, ils traverseraient les poutres à la hauteur de l'axe neutre. (*N. de l'A.*)

Quant aux arches, nous avons trouvé que leur flèche était trop faible. La plupart du temps elle n'est que de $0^{m},1042$ par mètre courant, mais pour présenter toutes les garanties dans les bâtiments de cette espèce, nous conseillerions d'adopter une flèche de $0^{m},125$ par mètre courant, ou du $\frac{1}{8}^{e}$ de l'ouverture. Dans la voûte qui s'est écroulée, cette flèche était encore plus faible; elle n'était que de $0^{m},305$ pour une portée de $3^{m},505$.

En examinant les colonnes, nous avons remarqué quelque imperfection dans la variation d'épaisseur du métal; mais les piliers étaient d'ailleurs de proportions convenables et ne présentaient aucun symptôme de faiblesse qui pût faire craindre quelque danger de la part de ces pièces; cependant un diamètre de 25^{mm} plus grand aurait présenté une plus grande résistance et plus de sécurité.

Nous ne pouvons terminer ce rapport sans dire un mot de l'inquiète sollicitude de MM. Radcliffe et du profond désir qu'ils ont montré de voir construire toutes les parties de l'édifice d'après les meilleurs principes de résistance, et nous ne remplirions qu'une partie de notre devoir si nous ne disions pas ici qu'elles présentent une résistance supérieure partout ailleurs que dans celles que nous venons de décrire, et que nous ne pouvions demander d'eux qu'ils fussent capables de les juger. Nous ne pouvons attendre de personnes ignorant les principes de la construction qu'elles aient une connaissance complète des proportions et des autres conditions nécessaires dans un bâtiment de cette nature. En terminant, nous avons le plaisir de témoigner que, dans notre opinion,

les considérations pécuniaires ne sont point les seules qui aient dirigé ces messieurs dans la construction de leur usine.

Signé : WILLIAM FAIRBAIRN.
DAVID BELLHOUSE.

N° III.

DE QUELQUES ERREURS DE PRINCIPE ET DE CONSTRUCTION DANS LES ÉDIFICES INCOMBUSTIBLES, PAR M. FAIRBAIRN, MEMBRE DE LA SOCIÉTÉ DES INGÉNIEURS CIVILS.

Mémoire lu à la Société des Ingénieurs civils, présidée par M. JOHN RENNIE, *séance du* 20 *avril* 1847.

L'écroulement d'une partie de la filature de coton de MM. J. et J.-L. Gray, à Manchester, est un exemple frappant des dangereuses conséquences qui suivent l'emploi des poutres en fonte de grande portée, quand elles n'ont pas des supports ou piliers suffisants. Excepté dans des cas de nécessité absolue, on ne devrait jamais faire porter une masse de voûtes en briques sur des poutres suspendues. Quand on ne peut employer les piliers, les dimensions et la résistance des poutres prennent une grande importance. Dans ce cas, elles ne devraient jamais être chargées au delà du $\frac{1}{3}$ de leur charge permanente. Dans l'exemple qui va nous occuper, on aurait pu sans aucun inconvénient ajouter deux colonnes entre les chaudières. Après un examen attentif des murs, des poutres en fonte et des autres parties de l'édifice, aussi bien que des circonstances qui ont accompagné cette catastrophe,

je n'ai plus aucun doute sur les veritables causes de la rupture des poutres et des conséquences dont cette rupture fut suivie.

Pour arriver à une conception claire des causes de cet accident, je demande la permission de présenter quelques observations préliminaires, qu'on ne jugera pas inutiles dans une question aussi importante que celle de la sécurité d'édifices, d'où dépend non-seulement la fortune des manufacturiers, mais encore l'existence de ceux qui y travaillent.

Un corps métallique cristallin, tel que la fonte, employé dans les planchers des édifices incombustibles, dans les ponts, etc., à porter de lourdes charges, est une matière très-dangereuse. Il ne faudrait l'appliquer qu'avec beaucoup de prudence et toujours sous la direction de personnes compétentes parfaitement au courant de toutes ses propriétés, soit physiques, soit d'autre nature, aussi bien que de sa capacité de résistance sous l'action des différentes sortes d'efforts auxquels elle est soumise. Pour présenter des garanties de sécurité et de succès, on peut exiger des personnes qui entreprennent ces sortes de travaux :

1° La connaissance des propriétés et de l'application des matériaux soumis aux efforts distincts de torsion, de compression et de traction ;

2° Une connaissance exacte des proportions qu'il faut donner aux différentes parties d'une poutre, pour arriver à un équilibre convenable entre les forces d'extension et de compression au moment où la poutre va céder sous une charge agissant perpendiculairement à sa direction ;

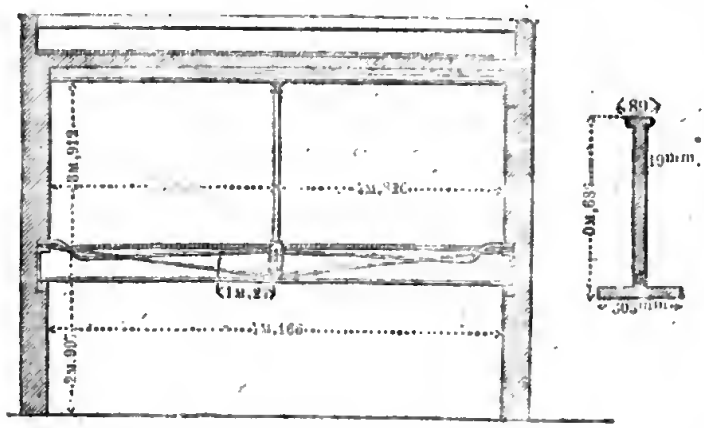
3° La connaissance des lois d'expansion et de com-

pression des métaux, pour pouvoir obtenir des pièces coulées saines, et une tension égale pendant le refroidissement.

Ces remarques s'appliquent à tous les cas où l'on emploie de la fonte ou du fer dans les édifices, et c'est pour cette raison que nous les présentons avant que d'entrer dans la discussion du cas particulier qui va plus spécialement nous occuper.

Le bâtiment (voir fig. 61 et 62, les coupes en long et

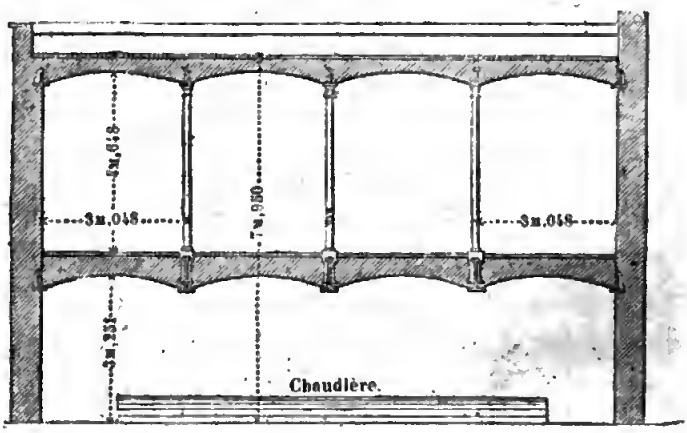
Fig. 61.



en travers avant l'accident) avait environ 12ᵐ de long sur 9ᵐ,652 de large. Il avait deux étages; le rez-de-chaussée contenait trois chaudières, et l'étage supérieur les métiers auxquels les ouvriers étaient employés. Immédiatement au-dessus de cette dernière salle et servant de toiture était disposé un réservoir d'eau construit en asphalte, d'environ 118 mètres carrés, lequel devait se remplir jusqu'à une hauteur de 36ᶜᵐ. Le plancher au-dessus de la chambre des chaudières était composé de trois grandes poutres en fonte de 9ᵐ,652 de portée, de 0ᵐ,686 de haut au milieu, et 0ᵐ,571 aux extrémités, ar-

mées de barres de fer de 63^{mm} de large sur 25^{mm} de haut, et ces poutres s'étendaient d'un mur à l'autre, sans pilier ou autres supports dans l'intervalle. Entre ces poutres, on avait disposé des voûtes en briques qui, nivelées et remplies aux reins, à la manière ordinaire, formaient le plancher portant les machines de l'étage supérieur, comme le montrent les coupes, fig. 61 et 62.

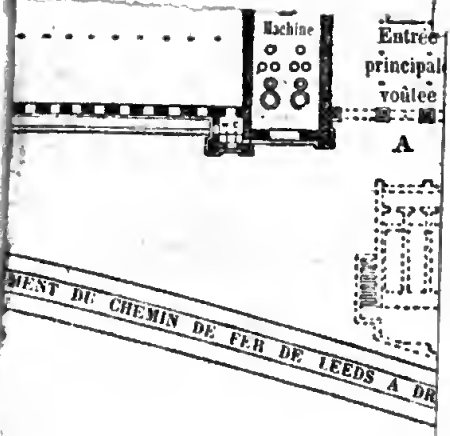
Fig. 62.



Ces trois colonnes de l'étage inférieur, avec les murs, sont les seuls points d'appui des colonnes en fonte, des poutres et des voûtes de l'étage supérieur, en y comprenant le réservoir formant toiture. On voit donc qu'elles avaient non-seulement à porter la charge des voûtes en briques et des machines du premier étage, mais aussi la moitié du poids des colonnes en fonte, des poutres et des voûtes en briques de la toiture et de l'eau contenue dans le réservoir. En supposant que ce réservoir fût rempli à une hauteur de 46^{cm} seulement (niveau du tuyau de décharge), on trouve que ces poutres étaient tout à fait incapables de porter la charge qui reposait sur elles.

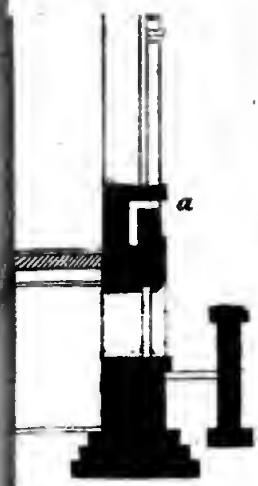
Cependant, avant d'entrer dans le calcul de ces piè-

609892

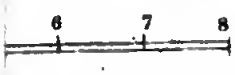


BIBLIOTECA NAZIONALE "VITTORIO EMANUELE III" - NAPOLI

Digitized by Google



ANGLAISES.



FRANÇAISES.

BIBLIOTECA NAZIONALE "VITTORIO EMANUELE III" - NAPOLI

Digitized by Google

RECHERCHES EXPÉRIMENTALES

SUR LA

RÉSISTANCE ET LES DIVERSES PROPRIÉTÉS

DE LA FONTE DE FER

Extrait des *Annales des ponts et chaussées*.

Digitized by Google

Paris. — Imprimé par E. Thunot et Ce,
Rue Racine, 26, près de l'Odéon.

Digitized by Google

RECHERCHES EXPÉRIMENTALES

SUR LA

RÉSISTANCE ET LES DIVERSES PROPRIÉTÉS

DE LA FONTE DE FER

PAR EATON HODGKINSON,

MEMBRE DE LA SOCIÉTÉ ROYALE DE LONDRES,

MEMBRE HONORAIRE DE L'INSTITUT DES INGÉNIEURS CIVILS ANGLAIS, ETC.

TRADUIT DE L'ANGLAIS

PAR E. PIREL,

INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSÉES.

AVEC UN SUPPLÉMENT.

PARIS.

VICTOR DALMONT, ÉDITEUR,

Successeur de Carilian-Gœury et Vᵉʳ Dalmont,

LIBRAIRE DES CORPS IMPÉRIAUX DES PONTS ET CHAUSSÉES ET DES MINES,

Quai des Augustins, n° 49.

1856

HODGKINSON.

TABLE DES MATIÈRES.

Pages.

AVERTISSEMENT DU TRADUCTEUR. 1

CHAPITRE Ier.

RÉSISTANCE DE LA FONTE A LA TRACTION. 3

I. Tableau des résultats des recherches sur la résistance de la fonte à l'extension. 5

II. Comparaison de la résistance de la fonte à la traction suivant l'axe et suivant l'arête. 6

CHAPITRE II.

RÉSISTANCE DE LA FONTE DE FER ET D'AUTRES MATIÈRES A LA COMPRESSION. 8

I. Résistance des petites masses à des forces d'écrasement. . *ib.*

Expériences sur des cylindres en bois de Teck dont la hauteur était double du diamètre et qui étaient pressés dans la direction des fibres. 13

Tableau des résultats des expériences faites pour déterminer les poids nécessaires pour écraser des cylindres droits ou des prismes de fonte de la qualité n° 2 (from the Carron, Iron Works). Les échantillons des premières expériences étaient des cylindres fondus exprès pour ces expériences et tournés avec soin. 14

Résistance à l'écrasement de la fonte Carron n° 2. . . . 15

Autres expériences. . . . . *ib.*

Rapport des résistances à l'écrasement et à l'extension. 16

Pages.

II. Résistance de longs piliers à l'écrasement. 16
Table I. — Puissance 3.6 des diamètres. 23
Table II. — Puissance des longueurs. . . . . *ib.*
III. Résistance des piliers courts flexibles. . . . . *ib.*
Piliers massifs courts, plats à leurs extrémités. 28
IV. Résistance comparée des longs piliers semblables. 30
V. Résistance des piliers de diverses formes et fixés de diverses manières. 34
Piliers de matières diverses. 36
VI. Effet produit sur des colonnes par une pression longtemps continuée. . . . . *ib.*

TABLEAUX DONNANT LES RÉSULTATS DE DIVERSES EXPÉRIENCES SUR LES COLONNES OU PILIERS EN FONTE.

Tableau n° I. — Cylindres pleins en fonte de fer de Low-Moor n° 3, fondus dans du sable sec. 38
Tableau n° II. — Piliers pleins en fonte de fer de Low-Moor n° 3, fondus en sable humide. 40
Tableau n° III. 43
Tableau n° IV. — Expériences sur des colonnes creuses en fonte de fer (Low-Moor n° 3) à extrémités plates. . 46

CHAPITRE III.

RÉSISTANCE TRANSVERSALE. 48
I. Pression longtemps continuée sur des barres ou sur des poutres en fonte. 49
Pression longtemps continuée sur des barres de fonte. . 50
II. Influence de la température sur la résistance de la fonte de fer. 52
Idem (tableau). 53
III. Résistance des barres ou poutres en fonte placées dans des circonstances ordinaires. — Instant où l'élasticité commence à être altérée, et conclusions erronées qui ont été déduites d'une erreur dans la détermination de cet instant. . . . . *ib.*
IV. Détermination expérimentale de la résistance transversale des barres uniformes en fonte de fer. 59

EXPÉRIENCES DE M. FAIRBAIRN (TABLEAU).

Pages.

1° Fontes anglaises. 61
2° Fontes écossaises. 65
3° Fontes galloises. 66
4° Fontes galloises, anthracites. 70

RÉSULTATS MOYENS DES EXPÉRIENCES DE M. HODGKINSON.

5° Barres rectangulaires de fontes anglaises. 71
6° Barres rectangulaires de fontes écossaises. . . . 72
Barres de fonte écossaise (Carron n° 2). 73

Remarques sur les expériences résumées dans les derniers tableaux. 74

V. De la résistance des poutres en fonte :

1. De la section de plus grande résistance dans les poutres en fonte. 79
2. Expériences pour déterminer la meilleure forme à donner aux poutres en fonte, et la résistance de ces poutres. 87
Table I, donnant les résultats des expériences faites pour obtenir la meilleure forme à donner aux poutres en fonte. 92
Table II. — Résultats des expériences faites sur des poutres de la forme *fig.* 42 et 43, différant peu de la meilleure du tableau I. 96
3. Observations sur les expériences, rapportées dans le tableau I, pour obtenir la meilleure forme à donner aux poutres en fonte dont la longueur et la hauteur sont invariables. 99
4. Changement dans la forme de la poutre. 102
5. Observations sur le tableau n° II. 103
6. Règle simple pour le calcul de la résistance des poutres en fonte s'approchant de la meilleure forme des expériences précédentes (tables I et II). 104

VI. Expériences faites sur de grandes poutres :

1. Expériences faites par M. March, de Leeds, sur des poutres fondues pour le moulin de MM. Marshall et compagnie, en 1838. 111
2. Expériences faites par M. Gooch pendant qu'il était chargé de la surveillance des travaux du chemin de fer de Leeds à Manchester. 112

Pages.

3. Expériences faites par M. Hodgkinson sur deux poutres en fonte du viaduc de jonction entre les chemins de fer de Manchester à Liverpool et de Leeds. 113

4. Expériences de M. Francis Bramah. 115

Table I. — Expériences de M. Bramah sur des poutres en fonte dont la section au milieu est indiquée par la *fig.* 81. 116

Table II. 117

5. Expériences de M. Cubitt. 118

CHAPITRE IV.

COMPARAISON ENTRE LES PROPRIÉTÉS DE LA FONTE OBTENUE DANS LES FOURNEAUX A AIR CHAUD ET DE CELLE FABRIQUÉE DANS LES FOURNEAUX A AIR FROID. 120

NOTES DU MÉMOIRE PRÉCÉDENT.

NOTE A.

Tableau des propriétés physiques des fontes qui ont servi aux expériences de MM. Hodgkinson et Fairbairn 124

NOTE B.

Effets des changements de température, des chocs et des vibrations sur les constructions en fonte. 126

NOTE C.

Formule empirique pour le calcul des dimensions des poutres en fonte. 127

SUPPLÉMENT. 129

AVIS ESSENTIEL

RELATIF AU RENVOI A LA PLANCHE.

Pages 3, 4, 9, etc., *au lieu* de planche 71, *lisez* planche X.

ces, revenons à la vue en coupe à une plus grande échelle (planche 22), prise au milieu, où la hauteur de la poutre est de $0^{m},686$, la section de la nervure inférieure de $125^{cm^2},80$, et celle de la nervure supérieure de $23^{cm^2},22$, avec une distance entre les supports de $9^{m},652$. La charge de rupture de cette poutre, en supposant une fonte de qualité moyenne, serait d'environ 36,56 tonnes. Nous n'avons pas tenu compte des armatures qui, convenablement appliquées à une poutre bien proportionnée, élèveraient sa résistance de 36,56 à 50,78 tonnes; mais, malheureusement, ces tirants furent ici de peu d'utilité, parce que, comme le montre la fracture, la poutre se brisa par compression à la partie supérieure qui, cédant la première, détruisit tout l'effet des armatures. En calculant la charge due au poids des planchers et de l'eau contenue dans le réservoir, etc., on peut ramener la question au cas d'une charge agissant au milieu de la pièce; et comme une poutre peut porter une charge également distribuée double de celle qui serait placée au milieu de sa longueur, on ne devra compter que la moitié de la charge distribuée sur toute la surface de la nervure supérieure.

Nous avons donc :

Charge des voûtes en briques sur la poutre qui s'est rompue = 20,82 tonnes;

Charge due aux machines = 10,16 tonnes;

La charge totale correspondante agissant au milieu serait donc de $\frac{20,82 + 10,16}{2} = 15,49$ tonnes.

A cela il faut ajouter :

Le poids des voûtes en briques de l'étage supérieur = 23,87 tonnes ;

Le poids de l'eau, 46^{cm}, contenue dans le réservoir, portant sur la poutre = 14,22 tonnes.

Ces deux poids forment une charge totale équivalente à une charge agissant au milieu de la poutre de $\frac{23,87 + 14,22}{2} = 19,04$ tonnes.

La charge totale sur cette poutre sera donc de 15,49 + 19,04 = 34,53 tonnes, charge permanente, agissant au milieu de sa longueur. Mais la charge de rupture calculée est de 36,56 tonnes; le rapport de la charge permanente à la charge de rupture n'était donc que de 34,53 à 36,56, ou 1 à 1,06, ou, en un mot, la charge permanente égalait presque la charge qui devait produire la rupture.

On peut se demander comment les poutres, dans une position aussi critique, ont pu porter un excès de charge, lorsque le réservoir était rempli à une plus grande profondeur que 46^{cm}, et comment les grandes poutres avaient pu résister à une charge de 41,64 tonnes au milieu, quand leur charge de rupture n'était que de 36,53 tonnes. Nous répondrons que le métal de ces poutres était de bonne qualité, qu'elles n'avaient pas été soumises dans les épreuves à des vibrations, et qu'on ne les avait pas successivement chargées et déchargées en vidant et remplissant le réservoir, comme cela se fit depuis, et que c'est à cette circonstance qu'on peut attribuer en grande partie leur rupture.

Dans la construction des poutres à grande portée, la grande charge qu'elles devaient avoir à supporter avait été évidemment prévue, puisqu'on y ajouta des arma-

tures; mais on paraît avoir perdu de vue deux faits importants, savoir, la faiblesse de la nervure supérieure et la nature de l'effort qui agissait sur elles en un point, au milieu de la poutre avec tout le poids de l'étage supérieur. Les tirants-armatures avaient chacun $63^{mm},5$ sur $25^{mm},4$; mais ils étaient affaiblis aux extrémités par les trous des goujons qui traversaient les poutres et les reliaient en formant une chaîne. En supposant que la nervure supérieure de la poutre eût été suffisante et que les tirants eussent résisté comme avec leur section de $16^{cm^2},13$, la charge de rupture de la poutre eût été, en prenant la résistance à la traction à 3778^k par cm^2, portée à près de 68 tonnes. Mais malheureusement la nervure supérieure était trop faible pour résister à l'action des armatures, qui, tendant à écraser la partie supérieure déjà insuffisante, devaient plutôt diminuer qu'augmenter sa résistance. Il est donc évident que les trois poutres qui, sans être de la meilleure forme possible, s'en rapprochaient cependant beaucoup, étaient avec ces auxiliaires complétement disproportionnées, et manquaient plus particulièrement dans les nervures supérieures, qui les rendaient dangereuses et complétement impropres à porter la charge qu'on avait placée sur elles.

En terminant ces remarques, nous ferons observer qu'en plusieurs occasions, l'auteur a regardé comme un devoir impérieux d'être parfaitement sincère, lorsqu'il a été appelé à rechercher les causes d'accidents où la vie des hommes et la sûreté des édifices ont été exposées; mais que, quoique désireux de se rendre utile autant que ses capacités le lui permettent, c'est cependant à regret qu'il remplit un devoir onéreux et ingrat, qui peut faire

plus ou moins de tort à la réputation de personnes ayant dans leur profession des connaissances et des talents supérieurs.

Dans ce cas-ci, comme dans tous les autres cas de même nature, il n'a pas hésité à déclarer le véritable état des choses. Il n'en a pas moins abordé cette enquête avec quelque regret, et si, dans le cours de ces recherches, il a dû condamner les principes qui ont dirigé la construction de l'édifice en question, il est convaincu que ses motifs seront compris et appréciés. Quand on a affaire à des sujets si intimement liés à la sécurité publique, les intérêts des compagnies et des individus sont mieux sauvegardés par une analyse minutieuse non-seulement des matériaux employés, mais aussi des principes qu'on a suivis dans les diverses parties de la construction. On peut exiger que les ingénieurs et les architectes connaissent parfaitement la résistance et toutes les propriétés des matériaux de construction, et il n'y en a pas qui, pour inspirer la confiance, demande plus d'attention que la fonte. La connaissance de la forme à donner aux pièces et des détails d'exécution ne peut suffire, il faut encore celle de la nature de la tension et de la compression, et celle des lois de la résistance aux divers efforts.

Ce Mémoire est accompagné d'un dessin dont la planche 22 est tirée (1).

---

(1) Pour plus de détails, voir les plans et la description dans les *Transactions de l'Institution des Ingénieurs civils de Londres.*

N° IV.

L'inégalité de résistance qui se fait remarquer entre la poutre en cellule et la poutre en double T, ainsi que nous l'avons dit page 88, ne provient pas d'un défaut de proportion entre la section supérieure et la section inférieure de l'une des deux poutres, mais de la distribution du métal qui, dans la forme en cellules, s'oppose beaucoup plus efficacement à la flexion latérale. Différents moyens ont été imaginés pour augmenter la résistance latérale de la poutre à double T; on a proposé entre autres de boulonner des pièces de bois de chaque côté de la tige, pour empêcher, en en accroissant ainsi la roideur, la poutre de se tordre sous les efforts auxquels elle est soumise. Cette forme, qu'on a appelée en Angleterre la poutre en sandwich, a été, dans certains cas, fort employée. Cette poutre se compose d'une tige sans cornières, enfermée entre deux pièces de bois, desquelles dépend la résistance probablement bien plus que de la tige verticale qui, sous cette forme et dans cette position, ne peut être considérée comme une poutre. Ayant eu quelques doutes sur la capacité de résistance des pièces ainsi composées, je les ai soumises à quelques épreuves dont voici les résultats.

La poutre essayée avait $6^{m},858$ de long, $0^{m},305$ de haut et $0^{m},317$ d'épaisseur, et enfermait une feuille de tôle de la même longueur et de la même hauteur qu'elle, et de $9^{mm},52$ d'épaisseur. Les bois latéraux, en bon sapin du Nord, étaient boulonnés à la pièce de tôle par des boulons de 25^{mm} de diamètre. La poutre ainsi

formée fut placée sur deux supports écartés de 6m,705, et, après avoir disposé l'appareil pour mesurer les flèches, les charges ont été placées comme suit :

NUMÉRO des expériences	CHARGE en tonnes	FLÈCHE en millimètres.	FLÈCHE PERMANENTE après l'enlèvement de la charge.	OBSERVATIONS.
	T.	mm.		
1	1,625	6,35	»	La dernière charge (18T,282) fut laissée sur la poutre pendant seize heures, et, lorsqu'on l'enleva, la flèche permanente mesurée était de 33,02.
2	4,063	12,70	»	
3	5,078	19,05	»	
4	8,125	25,40	»	
5	10,156	33,02	»	
6	12,188	38,10	»	
7	14,219	50,80	»	
8	15,235	57,15	»	
9	16,250	63,50	»	
10	17,266	71,12	»	
11	18,282	83,82	33,02	

En comparant les résultats de cette expérience avec ceux qu'ont fournis les poutres simples en double T, et en examinant les flèches correspondant à un poids de 18,282 tonnes distribué sur une longueur de 1m,83 environ au milieu de la poutre, on verra que cette poutre est faible et que son élasticité, quoique considérable, est cependant trop imparfaite pour que ces pièces puissent servir à porter, soit un poids mort, soit une charge en mouvement.

Si la partie centrale avait eu des cornières rivées en forme de nervures, comme dans la poutre à double T, décrite pages 87 et 88, les jumelles de chaque côté auraient servi à prévenir la flexion latérale, mais elles n'auraient pas eu grande part dans la résistance transversale de la poutre.

Ces défauts sont plus apparents dans le système mixte

en bois et fer, à cause de la disposition de la tige de fer, de la différence de nature et de l'inégalité de résistance des deux matières. Ainsi juxtaposées, les diverses parties qui composent cette poutre n'ont jamais un mode d'action assez complet et assez simultané pour qu'elles puissent développer la résistance qu'on pourrait attendre d'une matière homogène.

N° V.

DIVERS ASSEMBLAGES DES POUTRES ET DES COLONNES EN FONTE.

Aux détails déjà donnés par l'auteur anglais sur les poutres en fonte employées dans les planchers, nous ajouterons quelques figures pour indiquer les divers assemblages usités en Angleterre dans la liaison de ces pièces entre elles et avec les colonnes.

La partie supérieure de la colonne porte d'ordinaire un collet tourné, que les poutres viennent embrasser et contre lequel elles se boulonnent. Les fig. 63, 64 et 65

Fig. 63.

Fig. 65.

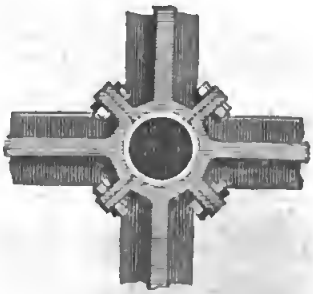
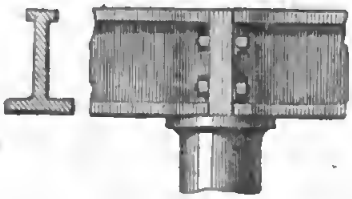


Fig. 64.



montrent ce mode de liaison pour deux et pour quatre poutres. D'autres fois, on préfère relier les poutres par

des frettes en fer forgé qui se posent sur des oreilles de fonte venues aux extrémités des pièces à assembler, comme dans les fig. 66, 67 et 68.

Fig. 66.

Fig. 68.

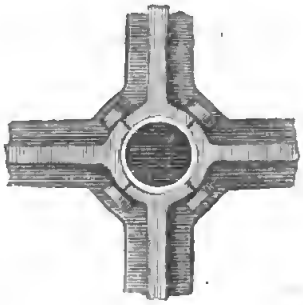
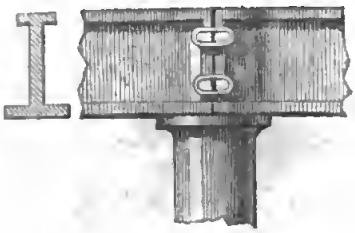


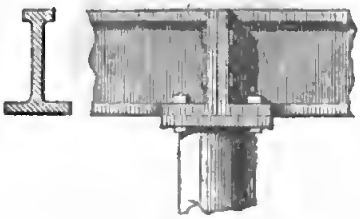
Fig. 67.



Si l'on a intérêt à diminuer la longueur des colonnes, on peut les terminer par une plate-forme ou chapiteau, portant des saillies qui servent à y caler les poutres; celles-ci se terminent alors par des parties planes, qui se boulonnent ou se calent deux à deux : c'est ce qu'on voit dans les fig. 69, 70, 71 et 72.

Fig. 69.

Fig. 70.



La forme généralement adoptée en Angleterre pour la section des poutres est celle qu'a proposée M. Hodgkinson. On donne à la nervure inférieure une section sextuple de celle de la nervure supérieure, et on réunit ces deux parties par une tige pleine aussi faible que peut

le permettre la bonne réussite des pièces à la fonderie. Mais, comme il n'est pas nécessaire de conserver sur toute la longueur de la poutre une section uniforme, on fait décroître simultanément la hauteur de la pièce et la largeur de ses nervures, et on peut donner à chacune de ces dimensions, vers les extrémités, la moitié de ce qu'elles avaient au milieu; on a soin cependant de conserver une forte portée ayant la même largeur que la poutre en son milieu, et on peut encore la renforcer, si on le juge nécessaire, par des nervures transversales.

Fig. 71.

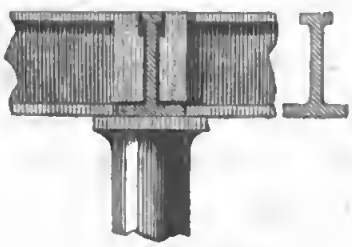
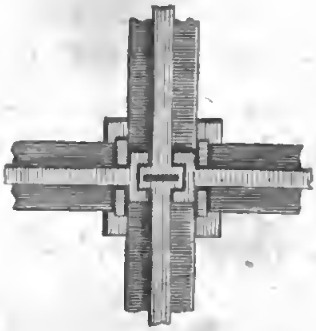


Fig. 72.



Dans la plupart des fabriques, les poutres en fonte servent à supporter des solives ou poutrelles de même matière, auxquelles on donne la même forme et la même hauteur qu'aux poutres principales, mais que l'on peut faire beaucoup plus légères que les premières, et c'est sur ces solives que porte le plancher. Quand celles-ci sont assez rapprochées, on peut construire le plancher en ardoises, en dalles ou en plaques de fonte, sans l'intermédiaire des voûtes. Les ardoises et les plaques de fonte s'attachent sur les solives au moyen de broches; quant aux dalles, on les relie d'ordinaire entre elles avec des crampons. On donne généralement aux dalles une

épaisseur de 65^{mm}., aux ardoises de 40^{mm}., et aux plaques de fonte de 16^{mm}. Ce système de construction comporte naturellement plus de poutres que celui dans lequel on emploie les voûtes; mais, en raison de la diminution de la charge sur ces pièces, on peut les faire beaucoup plus légères, et on réalise une véritable économie, tout en conservant à l'édifice son caractère de complète incombustibilité.

Les colonnes reposent au rez-de-chaussée sur des pierres de taille ou sur des massifs en briques. Dans le premier cas, on se contente souvent d'entailler la pierre d'une rainure circulaire d'environ 5^{cm} de profondeur, pour recevoir la base de la colonne qu'on y scelle au plomb. Avec les massifs en briques, on est obligé d'employer des plaques de fondation fixées par de longs boulons qui traversent les piliers. Ces deux dispositions sont indiquées dans les fig. 73 et 74.

Fig. 73.

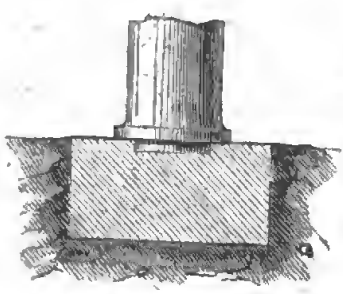
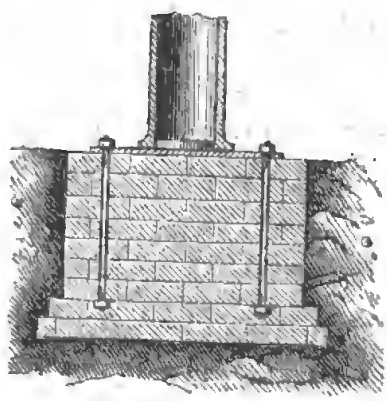


Fig. 74.



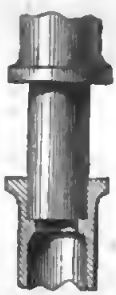
Les colonnes des divers étages se relient entre elles par des emboîtures, comme dans les fig 75 et 76. Cette dernière disposition, qui est évidemment moins bonne

que celle de la figure précédente, a pour but de diminuer, autant que possible, la longueur de la colonne de l'étage inférieur. Dans les deux cas, ces emboîtures font l'office de collets, et ce sont ces parties qui reçoivent les portées semi-circulaires des poutres.

Fig. 75.

Fig. 77.

Fig. 76.



Nous indiquerons, en terminant, une forme de pilier en fonte qu'on peut quelquefois substituer avec avantage aux colonnes creuses. C'est une colonne à section en croix (fig. 77), intersectée transversalement à sa longueur par des disques circulaires qui ont pour effet d'augmenter sa rigidité.

Disons aussi qu'on a cherché à employer des colonnes creuses en fer forgé, et que leur emploi serait, dans bien des cas, préférable à celui des colonnes en fonte, si on pouvait les obtenir aux mêmes conditions de prix que ces dernières.

(*Note du Traducteur.*)

FIN.

TYPOGRAPHIE HENNUYER, RUE DU BOULEVARD, 7. BATIGNOLLES.
Boulevard extérieur de Paris.

RECHERCHES EXPÉRIMENTALES

SUR

LA RÉSISTANCE ET LES DIVERSES PROPRIÉTÉS

DE LA FONTE DE FER.

AVERTISSEMENT DU TRADUCTEUR.

Les *Recherches expérimentales sur la résistance et les autres propriétés de la fonte de fer, accompagnées du développement des principes nouveaux*, ont été publiées à Londres, en 1846, par l'auteur des expériences, M. Hodgkinson *.

M. Hodgkinson a voulu faire une suite à l'ouvrage de Tredgold, dont il avait lui-même publié une édition en 1842.

Les recherches de Tredgold se bornèrent généralement aux effets produits sur divers corps par des poids peu considérables relativement à ceux qui eussent été nécessaires

* L'ouvrage de M. Hodgkinson porte pour titre : *Experimental researches on the strength and other properties of cast iron, with the developement of new principles; calculations deduced from them; and inquiries applicable to rigid and tenacious bodies generally;* by Eaton Hodgkinson, F. R. S. with plates and diagrams. — London, John Weale, 59, High Holborn, 1846.

pour rompre ou écraser ces corps. M. Hodgkinson, au contraire, a donné, généralement la résistance extrême des corps soumis aux expériences; il a cherché à déterminer quelques lois de la résistance des corps, et à jeter un peu de lumière sur les phénomènes qui accompagnent la rupture.

On reconnaissait généralement en Angleterre le manque de recherches expérimentales, et les travaux faits sur le continent y étaient peu connus. M. Hodgkinson a consacré depuis plusieurs années une grande partie de son temps à combler cette lacune par des expériences nombreuses dont les frais, souvent considérables, ont été libéralement payés par un de ses amis, M. William Fairbairn.

Le vaste établissement que M. Fairbairn possède à Manchester a fourni à M. Hodgkinson toutes les facilités désirables pour ses études expérimentales.

A ses propres expériences, M. Hodgkinson a joint celles de MM. Fairbairn, Rennie, Navier, Bramah, Cubitt, etc.

L'ouvrage de M. Hodgkinson renferme donc une grande quantité de résultats d'expériences; j'ai pensé, dès lors, qu'il ne serait pas sans intérêt d'en faire une traduction, car les recherches expérimentales manquent encore bien plus en France qu'en Angleterre, et l'ouvrage de M. Hodgkinson est peu répandu chez nous.

Le travail de M. Hodgkinson est d'ailleurs considéré en Angleterre comme ce qui a été fait de mieux sur la question si intéressante de la résistance des pièces de fonte.

On peut reprocher à l'auteur de manquer d'ordre et de divisions dans son travail, de ne pas toujours donner de conclusions des expériences qu'il présente, et surtout de renvoyer beaucoup trop souvent à des mémoires publiés par lui dans divers recueils. J'ai cherché à remédier autant que possible à ces inconvénients.

Plusieurs lois, plusieurs formules sont données dans le cours de l'ouvrage sans leurs démonstrations, antérieurement publiées dans des mémoires spéciaux de M. Hodgkinson. C'est un inconvénient grave pour ceux qui n'ont pas le recueil de tous ses travaux, et qui m'a forcé de supprimer plusieurs articles de recherches purement théoriques; mais j'ai eu soin de conserver tout ce qui était relatif aux expériences, regardant la partie expérimentale comme la plus intéressante et la seule utile.

Afin de permettre au lecteur de se rendre facilement compte de toutes les expériences et de tous les résultats donnés dans le cours de l'ouvrage, j'ai transformé les mesures anglaises en mesures françaises, en me servant des rapports extraits des tables de transformation contenues dans l'*Annuaire du bureau des longitudes*. Tous les calculs ont été vérifiés avec soin, et j'ai donné en note les formules de l'auteur, toutes les fois qu'elles ont été altérées par les substitutions des mesures françaises aux mesures anglaises, afin que l'on puisse vérifier les calculs de transformation.

CHAPITRE Ier.

RÉSISTANCE DE LA FONTE A LA TRACTION.

Pour déterminer la résistance directe de la fonte à la traction, on a fait fondre des pièces du modèle indiqué par la *fig.* 1, Pl. 71.

On voit d'après ce modèle que les barres étaient très-fortes vers les extrémités, dans le but de les rendre parfaitement rigides; l'épaisseur de la section transversale était de $0^m.30$ environ au milieu, et cette section affectait la

forme indiquée *fig.* 2, Pl. 71. La partie médiane de la barre, qui était plus mince que les extrémités, était disposée ainsi pour être tirée et déchirée par une force agissant perpendiculairement et passant par son centre.

A chaque extrémité de la pièce était un œil traversant complétement la fonte et présentant dans le milieu un étranglement formé par une partie proéminente ; la section de ces yeux suivant *a*, *b* avait la forme indiquée par la *fig.* 3.

Voici le motif qui avait fait adopter cette disposition :

Des barres de fer passant dans les yeux recevaient la bride au moyen de laquelle le poids qui devait étirer la fonte pouvait agir sur la pièce soumise à l'expérience. Il résulte dès lors de la forme donnée à l'œil que cette barre de fer ne portait que sur la partie centrale proéminente, et que, par suite, l'effort de traction s'exerçait exactement suivant une ligne droite passant par l'axe de la barre de fonte.

Plusieurs des poutres essayées furent soumises à un effort de traction considérable, au moyen de la machine à essayer les câbles appartenant à la corporation de Liverpool ; les résultats de ces expériences sont marqués d'un astérisque dans le tableau qui se trouve page 5.

Les autres barres essayées étaient disposées de la même manière ; seulement, comme elles avaient une aire transversale moindre, on s'est servi, pour les rompre, du levier de M. Fairbairn, installé convenablement pour ces expériences.

La forme des pièces de fonte soumises aux expériences avait été choisie de manière à obvier aux objections faites par M. Tredgold (articles 79 et 80) et autres, aux conclusions des premiers observateurs.

Le tableau des résultats obtenus est donné à la page 5.

La table qui suit, sauf les deux dernières lignes, a été extraite d'un rapport de l'auteur, sur la résistance et autres propriétés de la fonte de fer préparée à air chaud et à air

froid. Ce mémoire a été inséré dans le sixième volume de l'*Association britannique.*

Dans ces expériences, on avait pour but de déterminer d'abord la résistance directe à l'extension d'une masse rectangulaire, lorsqu'elle est tirée suivant son axe, et, ensuite, la résistance d'une pareille masse rectangulaire, lorsque la force qui tend à la rompre par extension agit dans la direction du prolongement de son arête.

Les barres fondues pour être soumises à un effort exercé suivant l'axe étaient de la forme indiquée précédemment; les autres barres étaient disposées de telle sorte que la force fût exactement appliquée le long de l'arête. Les expériences ont été faites au moyen de la machine à essayer les câbles de Liverpool.

Tableau des résultats des recherches sur la résistance de la fonte à l'extension.

NOTA. Dans ce tableau et dans tous les autres, F. A. C. signifie que la fonte a été fabriquée dans un fourneau à air chaud, et F. A. F. que la fonte a été obtenue dans ce fourneau à air froid.

INDICATION de la nature des fontes.		Aire de la section en centimètres.	Poids rompant en tonnes.	Force par centimètre quarré de section.	Moyennes en tonnes par centimètre quarré.
		cent.	tonnes.	tonnes.	tonnes.
Carron iron, n° 2	F. A. C.	26.00	25.368	0.976*	0.948
Id.	*Id.*	11.12	10.145	0.912	
Id.	*Id.*	10.99	10.518	0.957	
Id.	F. A. F.	11.02	12.986	1.177	1.171
Id.	*Id.*	10.53	12.276	1.165	
Id. n° 3	F. A. C.	10.98	12.986	1.182	1.246
Id.	*Id.*	10.72	14.052	1.311	
Id. n° 5.	F. A. F.	10.47	10.283	0.982	0.997
Id.	*Id.*	10.76	10.891	1.012	
Devon (Ecusse), iron, n° 5.	F. A. C.	27.54	42.364	1.538*	1.538
Buffery iron, n° 1.	*Id.*	24.74	23.339	0.945*	0.945
Id.	F. A. F.	26.47	32.476	1.126*	1.126
Coed-Talon (Galles Nord), iron, n° 2.	F. A. C.	10.23	11.695	1.143	1.171
Id.	*Id.*	10.61	12.723	1.199	
Id.	2e F. A. F.	9.90	13.636	1.377	1.323
Id.	*Id.*	10.11	12.856	1.270	
Low-Muor iron (Yorkshire), n° 3 (moyenne de 5 expériences)		9.93	10.140	1.020	1.020
Mélange de fontes : moyenne de 4 expériences		»	»	»	1.161

Moyenne de toutes les expériences 1k.1587, soit 11k.59 par millimètre quarré.

Comparaison de la résistance de la fonte à la traction suivant l'axe et suivant l'arête.

1° Résistance à la rupture suivant l'axe.

Numéros des expériences.	AIRE de la section en centimètres	POIDS causant la rupture en tonnes.	RÉSISTANCE par centimètre quarré, en tonnes.	
	centimètres.	tonnes.		
1	19.43	22.86	1.176	Moyenne : 1t.204, soit 12k.04 par millimètre quarré
2	19.16	21 34	1.113	
3	19.55	25.90	1.324	
4	19.03	19.81	1.040	Autre nature de fonte.

2° Résistance suivant l'arête.

Numéros de l'expérience.	AIRE de la section en centimètres.	POIDS DÉTERMINANT la rupture, en tonnes.	RÉSISTANCE par centimètre quarré, en tonnes.	
	centimètres.	tonnes.		
5	31.15	11.684	0.375	Moyenne : 0t.412, soit 4 kil. par millim. quarré.
6	31.05	13.970	0.449	

On déduit de la comparaison de ces deux tableaux que la résistance d'une pièce de fonte à un effort exercé suivant son arête n'est que le tiers environ de la résistance de la même pièce à un effort exercé suivant son axe.

En effet, la moyenne du dernier tableau est 0t.412; celle du précédent est 1t.204, et on voit que le premier nombre est un peu plus que le tiers du second.

Selon M. Tredgold, si l'élasticité des pièces éprouvées n'est pas altérée, la résistance à l'effort dirigé suivant l'arête n'est que le quart de la résistance à un effort exercé suivant l'axe (article 281).

La table suivante a été calculée d'après des données de M. Navier (*Application de la mécanique*), et contient les résultats de plusieurs expériences faites en 1815 par MM. Minard et Desormes sur la résistance directe à l'extension de barres de fonte cylindriques dont le poids spécifique était 7.074.

On a supprimé les résultats des expériences nos 10, 11 et 12 qui avaient été faites sur des échantillons défectueux et qui présentaient des anomalies.

Numéros des expériences.	AIRE de la section en centimètres quarrés.	POIDS TOTAL produisant la rupture en tonnes.	POIDS produisant la rupture, par centimètre quarré.	
1	3.30	3.392	1.028	Moyenne : $1^t.133$, soit $11^k.33$ par millimètre quarré.
2	3.46	3.542	1.024	
3	3.63	3.092	0.852	
4	3.63	3.720	1.025	
5	3.53	4.020	1.139	
6	1.47	1.920	1.306	
7	1.65	1.920	1.164	
8	1.65	2.140	1.297	
9	1.65	2.360	1.430	
13	3.46	3.670	1.061	

Dans les expériences de l'auteur, consignées dans les tableaux précédents, tous les soins avaient été pris pour former les fontes de manière à obvier aux objections théoriques et pour obtenir des résultats exacts. Les résistances ont varié entre $0^t.912$ et $1^t.538$ par centimètre quarré ou $9^k.12$ et $15^k.38$ par millimètre quarré de section; la moyenne de vingt-cinq expériences a donné $1^t.1587$ par centimètre quarré ou $11^k.587$ par millimètre quarré.

Ces expériences ont été faites sur des fontes tirées de différentes parties de l'Angleterre, de l'Écosse et du pays de Galles. Dans un seul cas on a pu leur faire supporter plus de $1^t.38$ par centimètre quarré.

On peut donc déduire de ces faits que la résistance de la fonte à l'extension ne peut pas être portée à plus de $1^t.100$ par centimètre quarré de section, soit environ 11 kilogr. par millimètre quarré.

Cependant, quelques-uns des meilleurs auteurs qui avaient traité la question de la résistance de la fonte, en calculant la résistance à l'extension d'après des expériences sur la résistance transversale, sont arrivés à conclure que la résistance de la fonte à l'extension était $1^t.50$ et même 3 tonnes par centimètre quarré.

M. Barlow la regarde comme supérieure à $1^t.50$ (10 tonnes anglaises par pouce anglais). Dans son *Traité de la résistance des charpentes, de la fonte, etc.*, page 222, M. Tredgold la

suppose un peu moindre que 3 tonnes (20 tonnes anglaises par pouce anglais), articles 72 à 76. (L'auteur a examiné à l'article Résistance transversale la théorie et les raisonnements de M. Tredgold.) Enfin, Navier (*Application de la mécanique*, article 4) calcule la résistance de la fonte à l'extension en partant de principes à peu près semblable à ceux admis par Tredgold, et arrive à un résultat encore plus élevé.

CHAPITRE II.

RÉSISTANCE DE LA FONTE DE FER ET D'AUTRES MATIÈRES A LA COMPRESSION.

Ces recherches se divisent en deux parties :

La première concerne des solides qui sont assez courts, vu leurs dimensions latérales, pour être rompus sans fléchir.

La seconde comprend les colonnes assez longues pour se briser par flexion.

§ I.— RÉSISTANCE DES PETITES MASSES A DES FORCES D'ÉCRASEMENT.

Les tableaux qui suivent donnent les résultats d'un grand nombre d'expériences sur ce sujet. Ce paragraphe n'est qu'un extrait du mémoire de l'auteur inséré dans le 6e volume de l'*Association britannique*.

Ces expériences offrent beaucoup d'intérêt, parce qu'on manquait de recherches expérimentales, et que les résultats des expériences peu nombreuses faites antérieurement présentaient une grande diversité.

Rondelet a trouvé (*Art de bâtir*) que des cubes de fer forgé et des prismes de diverses espèces de pierres s'écrasaient sous des poids proportionnels aux aires.

D'après les expériences de M. Rennie (*Traité de la résistance des matériaux*, par M. Barlow, art. 112) sur la fonte de fer et le bois, la résistance croîtrait, surtout pour le bois, dans un rapport plus élevé que celui des aires.

Quant aux conclusions de Rondelet, l'auteur est très-

persuadé que le fer forgé ne permet pas de saisir avec assez de précision le commencement de l'écrasement pour déduire le rapport des forces qui produisent cet écrasement. En effet, un prisme de fer forgé s'aplatit et s'élargit légèrement sous une pression de 1 000 à 1 500 kilogrammes par centimètre quarré, et cet effet augmente à mesure que la charge augmente ; il ne se produit pas un brusque changement dans le métal par la disjonction des parties, comme dans la fonte, le bois, etc., etc.

Quant aux expériences de M. Rennie, le levier qui a servi aux expériences n'agissant pas également sur toutes les parties de l'échantillon à mesure qu'il s'abaissait sur lui, les résultats des expériences sont donc sujets à objection.

M. Hodgkinson s'est efforcé, en reprenant les expériences de M. Rennie avec des changements considérables, d'arriver à quelque conclusion bien définie sur ce sujet. L'auteur s'est attaché à écraser les échantillons entre deux surfaces plates, à maintenir ces surfaces exactement parallèles, et à disposer les deux extrémités des pièces écrasées suivant deux plans parallèles et perpendiculaires à l'axe de ces pièces.

Les échantillons à essayer étaient placés dans l'appareil représenté par la *fig.* 4, Pl. 71, et on les comprimait au moyen du levier représenté *fig.* 40, et dont la disposition sera indiquée en détail à l'article des piliers verticaux. Pendant l'expérience le levier était maintenu aussi horizontal que possible.

Les petits cylindres à comprimer avaient leurs extrémités dressées suivant deux plans bien parallèles et perpendiculaires à leur axe. Dans un bloc de fonte cubique DE de $0^m.15$ de côté, on avait pratiqué un trou de $0^m.032$ de diamètre; deux cylindres d'acier avaient été disposés de façon à remplir exactement ces trous en pouvant cependant glisser aisément dedans; le plus court de ces deux cylindres, B, remplissant le fond, avait $0^m.03$ environ de long; le plus grand, A, avait $0^m.125$ de longueur. Les extrémités de ces

cylindres étaient parfaitement planes et perpendiculaires à leur axe, sauf l'extrémité supérieure du cylindre A, qui était arrondie pour recevoir l'action du levier dans la direction de son axe.

La petite masse à écraser C était placée entre les faces parallèles des cylindres A et B, et pendant l'expérience le bloc DE et le cylindre B reposaient sur une plaque épaisse de fonte F.

Enfin un trou latéral perpendiculaire au premier avait été pratiqué dans la masse de fonte DE, afin qu'on pût examiner la pièce en expérience et voir si elle était bien appuyée.

On trouvera page 14 et suivantes, les tableaux des résultats des expériences.

En comparant les résultats de chaque colonne verticale, on voit que les plus petits échantillons supportent généralement une pression plus considérable que de plus grands ayant même diamètre et mêmes dimensions à la base.

Dans les plus petits échantillons, la rupture a lieu dans le milieu; ils s'étendent et s'aplatissent de telle sorte, que les parties environnantes éclatent et qu'ils se brisent en pièces.

C'est ordinairement ce qui arrive quand les dimensions latérales du prisme sont grandes relativement à la hauteur. Quand ces dimensions sont égales ou inférieures à la hauteur, la rupture du corps a lieu par une séparation en diagonale suivant une ou plusieurs directions; dans ce cas le prisme de fonte ne se ploie pas avant de se rompre, ou du moins ne se courbe que très-légèrement. C'est pourquoi la rupture a lieu par les deux bouts du prisme qui forment deux cônes ou pyramides qui chassent les portions latérales et les rejettent de côté; ou, comme c'est généralement le cas des échantillons cylindriques, un coin, ayant pour base une extrémité, se détache de la masse en glissant vers l'autre extrémité. Ce coin se forme sous un angle constant

pour la même matière, mais variant avec les diverses espèces de matériaux. Dans la fonte de fer l'angle est tel que la hauteur du coin est un peu moindre qu'une fois et demie le diamètre.

La forme de la rupture, dans ces divers cas, est donnée, Pl. 71. La *fig.* 5 représente un cylindre avant la rupture et la *fig.* 6 le représente après l'expérience.

Une portion en forme de coin s'est séparée sur un côté et le reste a été aplati et crevé dans le milieu, ce qui est très-évident dans les expériences sur la fonte de fer douce. Les *fig.* 7 et 8 représentent un autre cylindre avant et après la rupture. La *fig.* 8 montre que la rupture des parties latérales a eu lieu par l'action de deux cônes ayant pour bases les bases du cylindre et dont les sommets, terminés en arête vive ou en pointe, étaient au centre du cylindre. Il y a une petite inclinaison par rapport à l'axe, de telle sorte que les deux cônes ont pu glisser l'un sur l'autre et séparer la masse sans être altérés. Les *fig.* 9 et 10 représentent une rupture du même genre. La *fig.* 11 représente un des cônes à sommet terminé en pointe comme on vient de le dire. La *fig.* 12 représente un autre cylindre en fonte de fer où la direction de la rupture est indiquée, mais où il n'y a pas eu séparation complète des parties. La *fig.* 13 représente la section d'un cylindre trop court pour être rompu de la manière ordinaire. On doit remarquer qu'au centre se trouvent les rudiments d'un cône chassant les parties environnantes. Les *fig.* 15 et 16 indiquent de quelle manière s'est rompu le prisme rectangulaire de la *fig.* 14.

Les *fig.* 17 et 19 représentent deux prismes à base rectangle; la manière dont ils ont été brisés est indiquée par les *fig.* 18 et 20. La *fig.* 20 indique clairement une pyramide à sommet très-aigu ayant pour base la plus petite face de l'échantillon. Cette pyramide a rompu le prisme en chassant les faces latérales en un certain nombre de parties à vives arêtes qui ont glissé de l'angle de moindre résistance.

Les *fig.* 21 et 22 représentent un prisme triangulaire avant et après la rupture. On voit que deux pyramides, formées comme à l'ordinaire avec la base du prisme pour base et leurs sommets près du centre, ont encore ici chassé les parties angulaires.

Les parties ainsi séparées ont dans les prismes de chaque forme une ressemblance générale, et la forme du coin pyramidal offre un intérêt considérable, comme étant celle de moindre résistance de la fonte, et fournit des aperçus relativement aux meilleures formes à donner aux outils destinés à travailler ce métal. L'auteur donne dans un autre article des recherches théoriques sur ce sujet.

Le mode de rupture est le même et la résistance de l'échantillon un peu diminuée par un léger accroissement de hauteur, en laissant les dimensions latérales constantes, pourvu que la hauteur soit plus grande que le diamètre, quand le corps est un cylindre (mais sans dépasser pour la fonte de fer quatre ou cinq fois le diamètre), ou moindre que les dimensions latérales si l'échantillon n'est pas cylindrique. Si la hauteur dépasse ces limites, le corps ploie sous la pression, et quoiqu'il puisse encore se rompre par glissement comme ci-dessus, la résistance est de beaucoup diminuée.

Dans le cas où la longueur est beaucoup plus grande que ci-dessus, l'échantillon se brise en travers, comme s'il était plié par une pression transversale.

Le tableau de la page 14 a été formé des moyennes des résultats obtenus sur la résistance d'échantillons de dimensions égales en fonte Carron n° 2. Dans un mémoire publié précédemment par l'auteur, les expériences formaient deux tableaux : l'un relatif à la fonte à l'air chaud, l'autre à la fonte à l'air froid ; il a préféré réunir tout en un seul tableau dont les résultats sont la moyenne de plusieurs expériences. La résistance de cette espèce de fonte à l'écrasement était sensiblement la même, qu'on expérimentât

sur des échantillons fabriqués à l'air chaud ou à l'air froid.

Si l'on compare les résultats des différentes colonnes verticales de ce tableau, on reconnaît que la résistance des échantillons varie à peu près comme les aires des sections. Ainsi les cylindres de 2 centimètres de diamètre supportent une charge quatre fois plus grande que ceux de 1 centimètre.

La différence en moins (avec les nombres donnés par cette loi) que présente la résistance de quelques-uns des plus grands échantillons est attribuée, par l'auteur, à ce qu'ils ont été coupés dans des masses de fonte plus grandes (et par conséquent plus douces) que les échantillons plus petits.

Pour ajouter de nouveaux faits et rendre cette loi plus évidente, l'auteur a écrasé de la même manière douze cylindres droits de bois de Teck de 1c.27, 2c.54 et 5c.08 de diamètre (chacun de ces diamètres s'appliquant à quatre échantillons); les huit derniers avaient été tirés de la même pièce de bois, la hauteur dans chaque cas étant double du diamètre, la pression s'exerçait dans le sens des fibres.

Le tableau suivant donne le résultat des expériences.

Expériences sur des cylindres en bois de Teck dont la hauteur était double du diamètre et qui étaient pressés dans la direction des fibres.

Numéros des expériences.	DIAMÈTRE : 0.0127. Poids déterminant la rupture.		DIAMÈTRE. 0.0254. Poids déterminant la rupture.		DIAMÈTRE : 0.0508. Poids déterminant la rupture.	
	kilogr.		kilogr.		kilogr.	
1	1 057.76	Moyenne : 1 104k.87	4 759.67	Moyenne : 4 607k.46	17 625.78	Moyenne : 18.257k.71
2	1 151.98		4 303.05		17 993.62	
3	1 151.98		4 759.67		18 706.18	
4	1 057.76		4 607.46		18 706.18	

On voit que les poids qui ont déterminé la rupture de trois espèces de cylindres sont sensiblement entre eux comme les nombres 1, 4 et 16, et les aires étant entre elles comme les quarrés des diamètres sont aussi dans le même rapport;

on peut donc dire que la résistance de ces cylindres est proportionnelle à l'aire de leur section.

Dans toutes les espèces de bois, comme dans le fer et en général tous les corps cristallins, l'écrasement se produit par la séparation de coins dont l'angle avec la base peut être considéré comme constant pour une matière déterminée. Donc la résistance à l'écrasement sera proportionnelle à l'aire de la rupture et conséquemment à l'aire transversale directe, puisque l'aire de la rupture est dans une même matière toujours égale à l'aire transversale du corps multipliée par une quantité constante.

Le tableau de la page 15 donne la preuve du fait avancé plus haut que la fonte Carron n° 2 résiste à peu près également à l'écrasement qu'elle soit préparée à air chaud ou à air froid. La diminution de résistance des échantillons formant la deuxième section de chaque partie du tableau a été expliquée précédemment.

Tableau des résultats des expériences faites pour déterminer les poids nécessaires pour écraser des cylindres droits, ou des prismes de fonte de la qualité n° 2 (from the Carron Iron Works), ***les échantillons des premières expériences étaient des cylindres fondus exprès pour ces expériences et tournés avec soin.***

NOTA. — Les chiffres inscrits dans les colonnes verticales, après la première, représentent en tonnes de 1 000 kilogrammes, les poids produisant l'écrasement des échantillons.

HAUTEUR des échantillons.	CYLINDRE : Diamètre : 0m.0064. Aire de la base : 31 67 millimètres quarrés.	CYLINDRE : Diamètre : 0m 0096. Aire de la base : 71.21 millimètres quarrés.	CYLINDRE : Diamètre : 0m 0127. Aire de la base : 126 613 millim. quarrés.	CYLINDRE : Diamètre : 0m.016966. Aire de la base : 207 4965 millim. quarrés.	PRISME NOIR. Le base est un triangle équilatéral circonscrit à un cercle de 0m.0127 de diamètre, les côtés ont 0m 021966. Aire de la base : 209 458 millimètres quarrés.	PRISME DROIT A base quarrée : 0m.0127 de côté, enlevé d'une barre de 0m 0254 quarrés. Aire de la base : 161 290 millimètres quarrés.	PRISME DROIT Base rectangle : 0.0254 sur 0 0063, enlevé d'une barre de 0m 0318 quarrés. Aire de la base : 161 806 millimètres quarrés.
	tonnes.	tonnes.	tonnes.	tonnes.	tonnes.	tonnes.	tonnes
»	3.958	»	»	»	»	»	»
0.0032	»	8.554	13.799	»	»	»	»
»	3.890	»	»	»	»	»	»
0.0064	3.089	7.463	12.223	»	»	»	»
0.0096	2 973	6.222	11.965	»	»	»	»
0.0127	2 854	6.178	10.967	»	16.103244	11.651613	12.315711
0.0160	2.858	6.413	»	17.518	»	»	»
0.0192	2 709	6 822	10.630	16.257	15.151944	10.956523	»
0.0224	»	»	»	16.257	»	»	»
0.0254	2.226	6.749	10.359	»	14.200644	10.849350	12.393408
0 0318	»	6.428	10.952	»	»	»	»
0.0381	»	6.407	10.624	»	»	»	»
0.0508	»	6.251	9.888	»	»	»	»

Résistance à l'écrasement de la fonte Carron n° 2.

DIMENSIONS de la base des échantillons.		Nombre des expériences faites dessus.	Moyenne des poids totaux produisant l'écrasement.	Moyenne des poids par centimètre quarré qui produisent l'écrasement.	MOYENNE GÉNÉRALE par centimètre quarré.
mètres.	cent quarrés.				
1° Fonte fabriquée à air chaud.					
Cylindres droits:					
Diametres.	Aires.				
0.0064	0.3167	3	2.910978	9.1698	Pour les cylindres: 8t.545
0.0096	0.7121	4	0,588	9.2528	
0.0127	1.26613	5	10.016	7 8346	
0.016256	2.074967	1	16.257264	7.8315	
Prismes droits.					
Côtés.	Aires.				
0 0127	1.6125	3	11.372	7.0492	Pour les prismes: 7t.0719
0.0254					
0.0065	1.6192	2	11 903	7.0945	
Moyenne générale.					6t.421
2° Fonte fabriquée à air froid.					
Cylindres droits.					
Diametres.	Aires.				
0.0064	0.3167	2	2.758	8.7064	Pour les cylindres: 8t.2984
0.0096	0.7121	4	6.428	9 0191	
0.0127	1.26613	7	11.00337	8.6843	
0.0114	1.020705	2	6.962	6.7837	
0 0192 de hauteur.					
Prisme triangulaire.					
Base : triangle équilatéral.					
Côté : 0m.02199		2	14.676	7.007	Pour les prismes: 7t.1578
Aire : 2cq.094.					
Prisme rectangulaire.					
Base quarrée.					
Côté : 0m.0127		2	11.1157	6.3902	
Aire : 1cq.61250					
Prisme à base rectangle.					Moyenne générale: 7t.8096
2m.54 et 0m 65.		3	11.885	7.57961	
Aire : 1cq.632.					

Autres expériences.

DÉSIGNATIONS DES FONTES.	Nombre des expériences faites dessus.	FORME de l'échantillon.	Force moyenne par cent. quarré en tonnes.
Devon (Ecosse), iron, n° 3 . . . . . F.A.C.	4	Cylindre.	10.2095
Fer Buffery, près Birmingham, n° 1, F.A.C.	4	*id.*	0.0651
Id. . . . . . F.A.F.	4	*id.*	6.5556
Fer Coed-Talon (Pays de Galles), n° 2, F.A.C.	4	*id.*	5.8079
Id . . . . . F.A.F	4	*id.*	5.7402
Fer de Carron (Ecosse), n° 2. . . . . F.A.C.	16	Cylindre et prisme	8 0521
Id. . . . . . F.A.F.	22	*id.*	7.8096
Id. . . . . . n° 3. F.A.C.	3	Prismes.	9 3674
Id. . . . . . F.A.F.	4	Cylindres.	8.1046
Fer de Low-Moor (Yorkshire), n° 5. F.A.F.	3	Cylindre.	6.1369
	2	Prisme rectangle.	7.2791

* Moyenne : 7t.7080. — Moyenne générale : 7t.4419.

Rapport des résistances à l'écrasement et à l'extension.

DÉSIGNATION de la nature de la fonte.		poids produisant la rupture par écrasement, par centimètre quarré.	poids produisant la rupture par extension, par centimètre quarré.	RAPPORTS.	
		tonnes.	tonnes.		
Fer Devon, n° 3	F.A.C.	10.209	1.535	6.638 : 1	Moyenne des rapports : 6.595 : 1 soit 6.6
Fer Buffery, n° 1	F.A.C.	6.065	0.945	6.431 : 1	
Id. n° 1.	F.A.F.	6.555	1.226	5.346 : 1	
Fer Coed-Talon, n° 2.	F.A.C.	5.806	1.171	4.961 : 1	
Id. n° 2	F.A.F	5.740	1.323	4.337 : 1	
Fer Carron, n° 2.	F.A.C.	6.052	0.948	6.493 : 1	
Id.	F.A.F.	7.810	1.171	6.668 : 1	
Id. n° 3	F.A.C.	9.367	1.246	7.515 : 1	
Id. n° 3	F.A.F.	8.104	0.997	8.129 : 1	
Fer Low-Moor, n° 3.	F.A.F.	7.708	1.020	7.554 : 1	

Ainsi on voit que, suivant la nature de la fonte, le poids nécessaire pour rompre une pièce par compression varie entre quatre et neuf fois environ le poids qui briserait la même pièce par extension, et que la moyenne de ce rapport pour neuf espèces de fonte est 6.6. L'auteur pense que cette moyenne est trop faible et qu'elle serait tombée entre 7 et 8 si tous les prismes soumis aux expériences avaient été tirés de masses semblables; mais dans quelques circonstances on les avait tirés de masses plus considérables qui étaient plus douces et présentaient moins de résistance.

Il en résulte que l'on peut admettre que la fonte de fer résiste généralement sept fois plus à la compression qu'à l'extension.

§ II. — Résistance des longs piliers a l'écrasement.

On va examiner actuellement des piliers ou supports verticaux qui sont trop longs pour être rompus comme les petites masses des expériences précédentes.

Cette classe renferme tout ce que l'on fait usuellement en fer ou en charpente; les longueurs des plus courts de ces piliers sont généralement un multiple assez élevé de

leurs dimensions latérales. D'ailleurs on a remarqué antérieurement que dans quelques cas des cylindres droits en fonte dont la longueur n'est pas plus de cinq fois le diamètre commencent à plier sous un effort direct de compression, de manière à se briser à peu près droit en travers comme les longues colonnes.

L'absence bien reconnue de recherches pratiques sur ce sujet et sa grande importance ont rendu M. Hodgkinson désireux d'entreprendre une longue série d'expériences, dans l'espoir de confirmer la théorie admise ou d'en signaler les erreurs. Ces expériences devaient en outre fournir des renseignements d'une utilité très-grande et très-réelle aux mécaniciens et aux architectes, en même temps qu'elles peuvent conduire à la connaissance des lois qui régissent la résistance des piliers ou colonnes.

Un ami de l'auteur, M. William Fairbairn comprenant toute l'importance de cette longue série d'expériences, s'y associa avec empressement et voulut supporter les frais qu'elle devait entraîner.

La *fig.* 40, Pl. 71, montre comment ces expériences ont été faites : les piliers étaient posés verticalement sur une plaque unie d'acier trempé, reposant elle-même sur une plaque de fonte E très-forte et placée horizontalement.

La pression était communiquée à la partie supérieure du pilier par le moyen d'un levier AB agissant sur une tige C en acier dur de $0^m.064$ environ de diamètre et d'environ $0^m.30$ de long. On maintenait cette tige dans une position exactement verticale en la faisant passer à travers un trou pratiqué dans une masse de fonte très-épaisse D. Le trou était ajusté de telle sorte qu'il permettait le mouvement vertical de la tige sans laisser aucun jeu latéral.

La partie supérieure de cette tige était hémisphérique, afin que la pression du levier agît exactement dans son axe, et l'extrémité inférieure était parfaitement plane pour s'appuyer sur le pilier IK; la partie inférieure de la tige C et

la table sur laquelle reposait le pilier étaient maintenues exactement parallèles l'une à l'autre.

Quant à la masse que traverse la tige et celle sur laquelle la table repose, elles faisaient partie de la même grande cage DFG fondue en une seule pièce et formée de façon à admettre des tables à différentes hauteurs pour étudier des piliers de diverses longueurs.

La cage avait trois de ses quatre côtés fermés; des ouvertures circulaires étaient cependant ménagées à travers les parois, afin que l'observateur pût examiner sans danger le pilier en expérience.

Dans le but d'arriver à découvrir les relations qui lient la résistance des piliers en fonte à leurs dimensions, on en éprouva de dimensions très-différentes. Ainsi pour les piliers solides ou colonnes massives, on en fit de différentes longueurs variant entre $0^m.025$ et $1^m.50$, et leurs diamètres varièrent entre $0^m.0127$ et $0^m.0508$. Pour les colonnes creuses, la longueur fut portée jusqu'à $2^m.25$ et le diamètre atteignit $0^m.089$.

Le but de l'auteur était d'abord de suppléer aux défauts de la théorie d'Euler sur la résistance des supports (Académie de Berlin, 1757) et de chercher à la rendre d'un usage pratique, sinon, d'essayer d'adapter aux expériences des règles ou formules usuelles.

Comme les résultats des expériences devaient être comparés entre eux, il était indispensable que tous les piliers de fonte essayés fussent de même métal. On choisit une fonte de Yorkshire, de Low-Moor n° 3 qui est un bon fer, pas trop dur et ne différant pas beaucoup de celui indiqué sous le n° 2.

Les piliers étaient généralement cylindriques, cette forme ayant paru plus convenable pour ce genre d'expériences que celle des prismes à bases quarrées. Les piliers quarrés, en effet, ne plient ni ne cassent suivant une di-

Digitized by Google

rection parallèle à leurs arêtes, mais bien à leurs diagonales à peu près.

Les premières expériences furent faites sur des piliers uniformes et solides (pleins), arrondis à leurs extrémités pour leur permettre de tourner facilement sur leur axe, et afin que l'effort de compression agit exactement suivant cet axe.

Les secondes expériences ont été faites sur des piliers uniformes et cylindriques comme les précédents, mais leurs extrémités étaient plates et à angle droit sur leur axe; ainsi toute la section du pilier était pressée et non pas l'axe seul comme dans le premier cas. Cette disposition empêchait en outre les piliers de se mouvoir à leurs extrémités.

Une troisième série d'expériences fut faite sur des piliers ayant une extrémité arrondie et l'autre plate. Pour prouver la liaison constante (pour un métal particulier) qui existait entre les résultats fournis par ces trois genres de piliers, tous d'égales dimensions, on a pris les résultats d'un grand nombre d'autres expériences relatives à des recherches sur la résistance des colonnes creuses et des piliers de diverses formes.

Résultats des expériences. — 1° Pour tous les longs piliers de mêmes dimensions, la résistance à la rupture par flexion est environ trois fois plus grande quand les extrémités sont plates et solidement assises que quand elles sont arrondies et capables de tourner.

2° La résistance à la rupture d'un pilier ayant une extrémité plate et l'autre arrondie est une moyenne arithmétique entre la résistance d'un pilier de même dimension, ayant ses extrémités arrondies et celle d'un autre pilier à extrémités plates.

Ainsi trois piliers cylindriques de même longueur et de même diamètre, le premier ayant ses extrémités arrondies, le second une extrémité arrondie et une plate, et le troi-

sième ayant ses deux extrémités plates, auront leurs résistances dans le rapport des nombres 1, 2 et 3 à peu de chose près.

3° Un long pilier uniforme ayant des extrémités solidement fixées, soit par des disques ou autrement, a la même puissance, pour résister à la rupture, qu'un pilier de même diamètre et d'une longueur moitié qui aurait ses extrémités arrondies (ou tournées en cône), de telle sorte que la force passe par l'axe.

Ces résultats s'appliquent aussi aux colonnes longues en acier ou fer forgé et en bois.

4° Les expériences ont démontré qu'en élargissant le diamètre d'un pilier, au milieu de sa longueur, on augmente sensiblement sa résistance à la rupture; cependant l'accroissement de force ne paraît pas dépasser plus d'un septième ou d'un huitième du poids déterminant la rupture.

5° La résistance des longs piliers en fonte à extrémités arrondies est sensiblement proportionnelle à la puissance 3.76 du diamètre.

Celle des piliers à extrémités plates est proportionnelle à la puissance 3.55 du diamètre (à peu près).

Ces chiffres résultent de la moyenne d'un très-grand nombre d'expériences. On peut même dire, en restant très-près de la vérité, que, dans les deux cas, la résistance d'un pilier est proportionnelle à la puissance 3.6 du diamètre.

6° Dans les piliers en fonte de la même épaisseur, la résistance est inversement proportionnelle (à peu près) à la puissance 1.7 de la longueur.

Ainsi la résistance d'un pilier solide de fonte, avec les extrémités arrondies, d'un diamètre d et d'une longueur l sera proportionnelle à l'expression $\frac{d^{3.6}}{l^{1.7}}$.

Les poids qui déterminent la rupture des cylindres so-

lides en fonte paraissent, d'après les expériences, pouvoir se déterminer par les formules suivantes :

I. Piliers solides avec les extrémités arrondies et susceptibles de mouvement (*fig.* 23, Pl. 71) :

Poids déterminant la rupture en tonnes $= 3.50 \times \frac{d^{3.6}}{l^{1.7}}$.

II. Piliers solides à extrémités plates et incapables de mouvement (*fig.* 24. Pl. 71) :

Poids déterminant la rupture en tonnes, $10.38 \frac{d^{3.6}}{l^{1.7}}$.

Les poids qui déterminent la rupture des piliers creux suivent une loi analogue. Ainsi, si l'on désigne par D le diamètre extérieur, par d le diamètre intérieur et par l la longueur d'une colonne creuse en fonte, le poids qui occasionne la rupture d'un pareil support est proportionnel à $\frac{D^{3.6} - d^{3.6}}{l^{1.7}}$, et l'on aura :

III. Pour les piliers creux à extrémités mobiles (*fig.* 36) :

Poids déterminant la rupture en tonnes, $3.05 \frac{D^{3.6} - d^{3.6}}{l^{1.7}}$.

IV. Pour les piliers creux à extrémités plates et fixées invariablement par des disques ou autrement, on a trouvé (*fig.* 37, 38 et 39) :

Poids déterminant la rupture en tonnes, $10.41 \frac{D^{3.6} - d^{3.6}}{l^{1.7}}$.

Dans ces formules D, d sont exprimés en centimètres et l en décimètres; les poids sont en tonnes de 1 000 kilogr.

Les coefficients de ces formules ont été déduits de nombreuses expériences.

La formule I est le résultat moyen de dix-huit expériences sur des piliers dont la longueur variait entre 121 et 15 fois le diamètre.

La formule II résulte de onze expériences sur des piliers dont la longueur variait entre 78 et 25 fois le diamètre.

Les piliers à extrémités plates dont la longueur est moindre que 25 fois le diamètre exigent une modification à la règle précédente.

Pendant les expériences, l'auteur remarqua qu'ils étaient écrasés en même temps que pliés par la pression, il en résultait donc que leur force avait diminué. Le procédé suivi dans ce cas par l'auteur sera décrit dans un article spécial.

La formule III s'appliquant aux piliers creux est déduite des résultats de 19 expériences sur des colonnes creuses couronnées de chapeaux arrondis à leurs extrémités pour les rendre mobiles comme les piliers solides à extrémités coniques; l'auteur pense que le coefficient de cette formule est trop faible, parce que quelques-uns des piliers étaient mal fondus.

Le coefficient de la formule IV s'appliquant à des colonnes creuses à extrémités plates résulte de quinze expériences sur des colonnes dont les longueurs étaient toujours plus grandes que 25 fois le diamètre (comme pour les colonnes pleines).

On a obtenu les formules relatives aux colonnes creuses en appliquant les résultats de la théorie d'Euler à ceux des expériences, et ainsi modifiée, la formule théorique s'applique convenablement; on sait que, d'après la théorie d'Euler, les résistances varient comme $\frac{D^4 - d^4}{l^2}$. (Poisson, *Mécanique*, 1er vol., 2e édit., art. 315.)

Comme les formules qui précèdent contiennent des puissances fractionnaires des diamètres et des longueurs, on a dressé des tables pour faciliter les calculs.

Ces tables renferment un grand nombre de résultats, et il est facile d'en déduire un grand nombre d'autres par de simples multiplications. On ne doit pas oublier en appliquant les formules (*) que l'unité adoptée pour les dia-

(*) Les formules de l'auteur dans lesquelles la résistance est exprimée en tonnes anglaises, les diamètres en pouces et les longueurs en pieds anglais sont les suivantes :

1° $14.9\frac{d^{3.6}}{l^{1.7}}$; 2° $44.16\frac{d^{3.6}}{l^{1.7}}$; 3° $13\frac{D^{2.6} - d^{2.6}}{l^{1.7}}$; 4° $44.3\frac{D^{2.6} - d^{2.6}}{l^{1.7}}$.

mètres est le centimètre, et que pour les longueurs c'est le décimètre.

TABLE I. — *Puissances 3.6 des diamètres.*

D	P	D	P	D	P	D	P	D	P
1.00	1.0000	3.25	69.628	4.8	283.44	6.4	798.45	8.0	1782.9
1.25	2.2329	3.30	73.561	4.9	305.28	6.5	844.28	8.25	1991.7
1.50	4.3045	3.40	81.908	5.0	328.32	6.0	891.99	8.5	2217.7
1.75	7.4978	3.50	90.917	5.1	352.58	6.7	941.61	8.76	2461.7
2.00	12.125	3.60	100.62	5.2	378.10	6.75	967.15	9.0	2724.4
2.10	14.454	3.70	111.05	5.25	391.56	6.8	993.19	9.25	3000.85
2.20	17.089	3.75	116.55	5.30	404.91	6.9	1046.8	9.5	3309.8
2.25	18.529	3.80	122.24	5.4	433.13	7.0	1102.4	9.75	3634.3
2.30	20.055	3.90	134.23	5.5	462.71	7.1	1160.2	10.00	3981.07
2.40	23.3755	4.00	147.03	5.6	493.72	7.2	1220.1	10.25	4351.2
2.50	27.076	4.10	160.70	5.7	526.20	7.25	1250.9	10.50	4745.5
2.60	31.182	4.20	175.26	5.75	543.01	7.3	1282.2	10.75	5165.0
2.70	35.720	4.25	182.89	5.8	560.20	7.4	1346.6	11.00	5610.7
2.75	38.159	4.30	190.76	5.9	595.75	7.5	1414.3	11.25	6083.4
2.80	40.716	4.4	207.22	6.0	632.91	7.6	1482.3	11.50	6584.3
2.90	46.199	4.5	224.68	6.1	671.72	7.7	1553.7	11.75	7114.4
3.00	52.196	4.6	243.18	6.2	712.22	7.75	1590.3	12.00	7674.5
3.10	58.730	4.7	262.76	6.25	733.11	7.8	1627.6	»	»
3.20	65.848	4.75	272.96	6.3	754.44	7.9	1704.0	»	»

TABLE II. — *Puissance des longueurs.*

Longueur.	Puissance 1.7.	Longueur.	Puissance 1.7.	Longueur.	Puissance 1.7.
1	1.0000	9	41.900	17	123.53
2	3.2490	10	50.419	18	136.18
3	6.4730	11	58.934	19	149.24
4	10.550	12	68.329	20	162.84
5	15.426	13	78.289	21	176.82
6	21.031	14	88.804	22	191.48
7	27.332	15	99.851	23	206.51
8	34.297	16	111.430	24	222.00

§ III. — RÉSISTANCE DES PILIERS COURTS FLEXIBLES.

Les formules du chapitre précédent ne sont applicables qu'à des piliers ou colonnes dont la longueur est au moins égale à 25 ou 30 fois le diamètre.

Pour des piliers plus petits, il est nécessaire de modifier la formule par d'autres considérations, parce que ces piliers étant plus courts le poids qui les rompt est une fraction considérable de celui qui serait nécessaire pour les écraser.

Considérons donc un pilier comme devant remplir deux fonctions, c'est-à-dire, comme devant supporter un certain poids, et en outre, résister à une flexion. Il s'ensuivra que si la matière composant le pilier est incompressible (en admettant qu'il existe une pareille matière), ou si la pression nécessaire pour rompre le pilier est très petite, eu égard au rapport de sa longueur, à ses dimensions transversales, la résistance de la section transversale tout entière du pilier sera employée pour résister à la flexion.

Quand le poids nécessaire pour rompre le pilier est moitié de celui qui écraserait la matière dont il est composé, alors une moitié seulement de la résistance peut être considérée comme utile pour résister à la flexion, pendant que l'autre moitié est employée pour s'opposer à l'écrasement.

Quand à cause des petites dimensions du pilier, le poids qui le fait rompre est sensiblement égal à celui qui produirait l'écrasement, on peut admettre qu'aucune partie de la résistance du pilier n'est appliquée à s'opposer à la flexion.

Ce raisonnement est appuyé par les résultats d'un grand nombre d'expériences sur de petits piliers de longueurs variables depuis 26 fois le diamètre jusqu'à 2 fois seulement.

Ces piliers étaient réduits à la moitié de leur force (calculée au moyen des formules précédentes) à peu près, quand la longueur était assez petite pour que le poids produisant la rupture fût la moitié de celui qui aurait écrasé le pilier.

Les résultats obtenus sur des piliers courts de longueurs autres s'accordent aussi avec le raisonnement précédent. (Voir les *Recherches sur la résistance des piliers*, etc., *Transactions philosophiques*, 1840.)

Séparons maintenant en imagination les deux effets, en ne prenant dans le diamètre du pilier qu'une quantité juste suffisante pour supporter la pression (la résistance étant

comme le diamètre, il suffit de réduire le diamètre pour réduire la résistance), et considérons le reste des dimensions transversales du pilier comme résistant à la flexion, dans la proportion déjà indiquée par les règles précédentes.

Supposons donc que c soit le poids qui serait capable d'écraser le pilier disposé de manière à ne pouvoir fléchir. Appelons d le plus grand poids que le pilier, susceptible de fléchir, puisse porter pour se rompre sans être brisé par écrasement, ce poids d variant avec la qualité de la matière du pilier, soit b le poids produisant la rupture du pilier, calculé au moyen des formules données précédemment pour les longs piliers.

Soit, enfin, y le poids réel qui rompt le pilier.

Supposons maintenant qu'on enlève du pilier une portion égale exactement à celle qui peut être écrasée par la pression d. La résistance à l'écrasement de ce qui reste sera représentée par $c - d$; le poids que supporte cette partie restante, par $y - d$.

Donc $\frac{y-d}{c-d}$ représente la fraction de cette partie restante qui doit résister à l'écrasement, et $1 - \frac{y-d}{c-d}$ ou $\frac{c-y}{c-d}$ la fraction qui doit résister à la flexion.

Mais la résistance d'un pilier, s'il est rectangulaire, peut être supposée réduite, soit en réduisant l'une ou l'autre de ses dimensions transversales, soit en ne prenant pour expression de sa résistance totale que la fraction trouvée ci-dessus du nombre donné par les formules précédentes (I, II, III et IV) pour résistance d'un pilier cylindrique long, nombre que nous avons appelé b.

Pour les piliers cylindriques, cette deuxième manière n'est pas rigoureusement exacte, mais elle donne des valeurs suffisamment approchées pour le poids y, causant la rupture; en réduisant dans cette proportion la valeur cal-

culée de b, on aura donc pour la résistance y d'un pilier court et flexible :

$$b \times \frac{c-y}{c-d} = y,$$

b étant la résistance d'un long pilier; d'où on déduit :

$$bc - by = cy - dy.$$

Enfin

$$y = \frac{bc}{b+c-d}.$$

On avait reconnu que les piliers en fonte à extrémités plates portaient uniformément environ un poids 3 fois plus fort que les piliers de mêmes dimensions à extrémités coniques (Mémoires de M. Hodgkinson, *Transactions philosophiques de la Société royale*, 2e partie, 1840).

Ce fait s'est vérifié pour tous les piliers dont les longueurs varièrent depuis 121 jusqu'en 30 fois leur diamètre.

Dans les piliers en fonte à extrémités plates, mais plus courts que ceux dont on vient de parler, on avait observé une résistance moindre que celle déduite des formules.

On a voulu reconnaître si ces résultats trouvés pour la fonte de fer étaient généraux et indépendants de la nature des piliers. Les expériences faites sur des piliers de matières diverses ont donné les mêmes résultats.

On doit attribuer probablement cette diminution de résistance à un commencement d'écrasement de la matière. C'est ce qui résulte en effet des expériences faites sur des tiges en fer forgé dans lesquelles une charge de 2 tonnes environ par centimètre quarré de section produisait un changement permanent et réduisait leur longueur (*). (Ces cylindres en fer étaient courts.)

Quand on se proposa de rompre par flexion une colonne de fer forgé, à extrémités plates, on a reconnu que la pression (par centimètre quarré de section) qui produisait une

(*) C'est-à-dire qu'il y avait commencement d'écrasement.

Digitized by Google

perte de résistance (semblable à celle dont on a parlé tout à l'heure) était sensiblement la même que celle qui produisait sur une colonne de fonte, à extrémités plates, une pareille perte de résistance.

On voit donc que les colonnes en fonte subissent une diminution marquée de leur résistance à la rupture (*) par une charge à peu près égale à celle qui produit aussi dans le fer forgé un commencement d'écrasement, et dans les colonnes de ce métal une diminution de résistance.

Il est donc extrêmement probable que la même cause, un commencement d'écrasement ou un dérangement moléculaire, produit le même changement dans les deux espèces de fer.

La pression qui produit le changement mentionné ci-dessus dans la rupture des piliers de fonte était environ le quart de celle donnée par les expériences faites sur le métal, qui écraserait la matière.

On peut donc affirmer maintenant qu'un quart du poids produisant l'écrasement est la plus grande pression que ces piliers courts en fonte puissent supporter, sans que leur résistance extrême soit diminuée par un commencement d'écrasement; on peut aussi déduire de là que, pour placer les piliers massifs dans les meilleures conditions de résistance, il faut que leur longueur soit environ 30 fois leur diamètre.

Dans la formule $y = \frac{bc}{b+c-d}$, on doit donc faire $d = \frac{1}{4}c$; d'où, pour la nature de fonte employée (Low-Moor n° 3),

$$y = \frac{bc}{b + \frac{3}{4}c}.$$

Il reste à connaître dans cette formule la quantité c, pression nécessaire pour écraser le pilier tout entier considéré comme non flexible. A cet effet, il faut déterminer le

(*) Calculée par les formules.

poids qui écrase une section de fonte (de la qualité indiquée ci-dessus) de 1 centimètre quarré. L'auteur a fait dans ce but des expériences directes sur des piliers à base circulaire et rectangulaire, et il a trouvé, pour moyenne de cinq expériences, que le poids qui écrase un morceau de fonte de 1 centimètre quarré de surface est égal à 7t.708. Au moyen de ce chiffre on peut calculer la valeur de c pour un pilier de diamètre connu.

La table suivante qui donne les dimensions de onze piliers différents à extrémités plates, les poids qui les ont rompus, les valeurs calculées de b, de c et enfin de y, montre quel est le degré d'approximation de la formule $y = \frac{bc}{b + \frac{3}{4}c}$. La résistance b a été calculée au moyen de la formule II, mais on a employé l'exposant exact du diamètre trouvé pour les piliers à extrémités plates et qui est 3.55.

Cette formule devient ici :

$$b = 10831.31 \frac{d^{3.55}}{l^{1.7}} \quad (*),$$

d est exprimé en centimètres, l en décimètres et b en kilog.

Piliers massifs courts, plats à leurs extrémités.

DIAMÈTRE du pilier en centimèt.	LONGUEUR du pilier en décimèt.	VALEUR de b en kilogr.	VALEUR de c en kilogr.	POIDS causant la rupture par expériences en kilogr.	Poids causant la rupture, déduit de la formule $y = \frac{bc}{b + \frac{3}{4}c}$ (en kilogr.)	RAPPORTS des poids inscrits dans les deux dernières colonnes.
1.270	3,0734	3772	9766	3250	3320	0.981
1.270	2.5611	5143	9768	4048	4029	1.004
1.270	1.9210	8387	9766	5097	5213	0.977
1.270	0.9604	27250	9768	7913	7897	1.028
1.974	5.1222	7571	23585	7058	7069	0.998
1.989	3.8418	12233	23464	9540	9622	0.991
1.994	3.0734	18709	24073	11002	12250	0.897
1.951	2.5611	23599	23041	11748	13301	0.883
1.974	1.9209	40112	23585	14499	16387	0.886
2.596	5.1223	20031	40803	14407	16141	0.892
2.540	3.8418	30236	39086	18233	19840	0.918

(*) La formule de l'auteur est $b = 989222 \frac{d^{3.55}}{l^{1.7}}$; b est exprimé en livres avoir du poids, d en pouces et l en pieds anglais.

La table suivante (abrégé d'une table plus considérable d'expériences de l'auteur) donne les résultats des expériences faites sur treize cylindres courts et creux de la même fonte; leurs extrémités étaient planes et leur longueur moindre que 30 fois le diamètre extérieur.

On a donné les poids réels qui les ont rompus et ceux calculés par la formule, afin d'établir la comparaison.

Longueur des piliers en décimètres.	Diamètre extérieur en centimètres.	Diamètre intérieur en centimètres.	Poids de la colonne en kilogrammes.	VALEUR de b en kilogr.	VALEUR de c en kilogr.	POIDS déterminant la rupture par expérience en kilogr.	POIDS déterminant la rupture, calculé par la formule $y = \frac{bc}{b + \frac{3}{4}c}$ en kilogr.	Rapports des poids inscrits dans les deux dernières colonnes.	Observations.
7.56	3.2	1.95	2.775	17 579.84	39 036.63	15 256.59	14 645.94	1.04	
7.56	3.2	1.92	2.746	17 338.12	38 192.43	14 688.75	14 400.87	1.03	(a)
6.50	3.17	1 94	2 322	21 953.15	37 998.55	16 263.61	10 534.95	0.96	(b)
6 50	2.97	1.91	2.010	16 708.61	31 365.29	14 131.34	13 030.09	1.08	(c)
7.75	2.94	1.96	1.613	19 312.75	29 374.65	13 763.50	13 721.82	1.00	
5.04	3.07	1.96	1 217	29 263.44	34 034.16	16 913.20	18 177.98	1.03	(d)
5.04	2.89	1.44	0.764	21 022.624	25 455.43	12 292.16	13 340.40	1.08	
4.25	2.92	2.30	0.708	23 069.931	19 314.11	11 256.38	11 864.523	1.04	
3.94	2.92	2.33	0.679	24 792.69	18 597.01	11 372.57	11 901.669	1.04	
3.78	2.95	2.36	0.792	27 770.76	18 633 61	12 107.24	12 395.89	1.02	(e)
3.78	2.70	1.96	0.906	27 891.301	22 404.02	12 292.16	13 960.94	1.13	
3.50	2.90	2.01	0.382	41 634.78	27 158.41	16 890.11	18 235.42	1.07	
2.20	2.67	2.30	»	60 249.000	17 532.91	15 418.76	14 382.75	1.07	

(a) Pas parfaitement sain. Déchirure pas tout à fait au milieu. Épaisseur aux côtés opposés :: 3 : 4.
(b) Bulles d'air dans la fonte.
(c) Brisé au centre T : C :: 43 : 74.
(d) Brisé au centre T : C :: 11 : 18.
(e) Brisé au centre T : C :: 52 : 64.

Quelques-unes de ces colonnes se sont brisées en plusieurs morceaux, plusieurs d'entre elles étaient percées à l'intérieur et penchées vers l'extérieur; c'étaient, sauf les deux exceptions mentionnées, de très-bonnes fontes. Dans le rapport T : C, T représente la hauteur de la partie étendue et C celle de la partie comprimée dans la section de rupture, b est le poids déduit de la formule

$$b = 10920 \frac{D^{3.55} - d^{3.55}}{l^{1.7}} \quad (*).$$

(*) La formule de l'auteur est la suivante :

$$b = 99318 \frac{D^{3.55} - d^{3.55}}{l^{1.7}}.$$

Les unités sont les mêmes que dans la formule de la page 28.

On voit, par les deux tables qui précèdent, que les résultats déduits de la formule concordent assez exactement avec les résultats directs donnés par les expériences, et cela montre que la résistance à l'écrasement est au moins un élément de la force des colonnes courtes et flexibles.

§ IV. — RÉSISTANCE COMPARÉE DES LONGS PILIERS SEMBLABLES.

On a établi précédemment que la résistance des piliers massifs à extrémités coniques est proportionnelle à $\frac{d^{3.76}}{l^{1.7}}$ et que celle des piliers à extrémités plates est proportionnelle à $\frac{d^{3.55}}{l^{1.7}}$. Cette loi est vraie toutes les fois que la longueur est plus grande que 15 fois le diamètre pour les premiers piliers et dépasse 30 fois le diamètre pour les seconds.

Dans les recherches qui ont conduit l'auteur à ces chiffres, il a été amené à reconnaître que si la matière composant les piliers eût été incompressible, les nombres 3.76 et 3.55 eussent été remplacés tous deux par le nombre 4 et le nombre 1.7 par le nombre 2. Dans ce cas la résistance eût donc été proportionnelle à $\frac{d^4}{l^2}$, qui est le rapport de la résistance des piliers, selon Euler, dont la théorie ne s'appliquait qu'à la résistance des piliers à s'opposer à un commencement de flexion, tandis que les recherches de l'auteur s'appliquaient à la résistance à la rupture.

Dans les piliers semblables, la longueur est dans un rapport constant avec le diamètre; si l'on indique par n ce rapport constant, la longueur l pourra être exprimée par nd.

D'où, suivant le cas considéré, la résistance sera proportionnelle à l'une des trois expressions suivantes :

$$\frac{d^{(3.76)}}{n^{(1.7)}d^{(1.7)}}, \quad \frac{d^{(3.55)}}{n^{(1.7)}d^{(1.7)}} \quad \text{et} \quad \frac{d^4}{n^2d^2},$$

ou bien, en enlevant les facteurs communs et supprimant la constante, la résistance sera proportionnelle aux nombres :

$$d^{2.06}, \quad d^{1.85} \quad \text{et} \quad d^{2}.$$

Dans le premier cas, la force varie donc comme une puissance un peu plus élevée que le quarré du diamètre ; dans le troisième, exactement comme le quarré du diamètre, et dans le deuxième cas, comme une puissance un peu inférieure au quarré.

On peut donc conclure de là que, dans les piliers semblables, les résistances sont sensiblement proportionnelles aux quarrés d'une des dimensions latérales, le diamètre, par exemple, et comme l'aire de la section est proportionnelle au quarré du diamètre, on en déduit que les résistances de deux piliers semblables sont entre elles comme les aires de leurs sections transversales.

Euler remarque à propos de cette loi, qu'il déduit aussi de sa formule, que, si de deux piliers semblables composés de la même matière, l'un a des dimensions linéaires doubles de celles de l'autre, il aura une résistance qui ne sera que quatre fois plus grande que celle de ce dernier, quoiqu'il contienne un poids de matière huit fois plus considérable (Mémoires de l'Académie de Berlin, 1757).

Le tableau suivant, contenant les résultats de quelques expériences de l'auteur sur les piliers massifs cylindriques uniformes et de modèles semblables, montre comment les conclusions énoncées ci-dessus sont vérifiées par les résultats des expériences. On remarquera toutefois que la puissance du diamètre donnée par ce tableau, et à laquelle la résistance est proportionnelle, est inférieure au quarré de ce diamètre ; cela doit être attribué à ce que l'on considère les piliers comme semblables, parce qu'ils avaient été faits sur des modèles semblables et que, cependant, il y a eu à la fonte de petits changements de dimensions.

DIAMÈTRE des piliers comparés.		LONGUEUR des piliers comparés.	POIDS déterminant la rupture.	PUISSANCES des dimensions auxquelles les poids causant la rupture sont proportionnels.	
	centimètres.	décimètres.	tonnes.		
Piliers à extrémités coniques.	1.26	1.9208	2.364	1.908	Moyenne des puissances: 1.865.
	2.51	3.8417	8.948		
	1.93	3.8417	4.178	1.819	
	3.86	7.6835	14.737		
	2.51	7.6835	2.766	2.057	
	5.00	15.3670	11.508		
Piliers à extrémités plates.	1.29	5 1222	1.755	1 841	
	3 96	15.3670	13.120		
	1.27	7.6850	0.752	1.9081	
	2.54	15.3670	2.826		
	1.29	3.8417	3.064	1.6913	
	2 59	7.6835	9.895		
	1.27	2.5618	4.046	1.8322	
	2.60	5.1222	14.407		

Si de longs piliers sont tels qu'ils résistent étant écrasés par le poids causant la rupture, comme il a été mentionné précédemment, ils sont semblables (*).

En effet, on a vu que lorsque des piliers exigent pour être rompus par flexion une force qui dépasse une certaine fraction du poids qui pourrait les écraser s'ils n'étaient pas flexibles, on a vu, dis-je, que dans ce cas le pilier éprouve une diminution considérable dans son pouvoir de résistance à la flexion, parce que la matière qui le compose éprouvant un changement moléculaire se trouve comme écrasée en partie ou crispée.

Le poids capable d'écraser 1 centimètre quarré de matière du pilier étant c, d étant le diamètre de ce pilier et m une constante, mcd^2 pourra représenter la force d'écrasement du pilier, ou la pression qui pourrait en déterminer la rupture, s'il était trop court pour être rompu par flexion. n étant une autre constante relative au pilier, on pourra représenter par

$$ncd^2 \qquad (1)$$

(*) If long pillars be so formed as to resist being crushed by the breaking weight, as has been mentioned before, they will be similar.

la partie de la pression mcd^2, la plus grande que le pilier puisse, étant flexible, supporter sans apparence d'écrasement et d'altération de la matière.

Or, pour les piliers à extrémités coniques, la résistance à la rupture par flexion est

$$k\frac{d^{3.76}}{l^{1.7}}. \qquad (2)$$

Pour les piliers à extrémités plates, cette résistance est

$$k'\frac{d^{3.55}}{l^{1.7}}, \qquad (3)$$

k et k' étant des coefficients constants qui ne dépendent que de la matière des piliers.

Mais dans le cas où de courts piliers rompus par flexion sont chargés au moment de la rupture du plus grand poids qu'ils peuvent supporter sans apparence d'écrasement, les formules (2) et (3) représentent alors le même poids que l'expression (1).

On aura donc pour les piliers à extrémités coniques :

$$ncd^2 = k\frac{d^{3.76}}{l^{1.7}}.$$

Et pour ceux à extrémités plates :

$$ncd = k'\frac{d^{3.55}}{l^{1.7}};$$

d'où on déduit dans le premier cas :

$$l = \left(\frac{k}{nc}\right)^{\frac{1}{1.7}} \times d^{\left(\frac{1.76}{1.70}\right)} = \left(\frac{k}{nc}\right)^{\frac{1}{1.7}} \times d^{1.035},$$

dans le second :

$$l = \frac{k'^{\frac{1}{1.7}}}{nc} \times d^{\left(\frac{1.55}{1.70}\right)} = \frac{k'^{\frac{1}{1.7}}}{nc} \times d^{0.911}.$$

Dans le premier cas, l varie comme une puissance du diamètre un peu plus grande que la première.

Dans le deuxième cas, l varie comme une puissance du diamètre un peu moindre que la première.

On peut donc admettre sensiblement qu'on a dans le premier cas :

$$l = \left(\frac{k}{nc}\right)^{\frac{1}{1.7}} \times d,$$

et dans le deuxième :

$$l = \frac{k'^{\left(\frac{1}{1.7}\right)}}{nc} \times d.$$

Dans ces formules, k, k' et c dépendent de la matière du pilier, n dépend de la matière et de différentes circonstances, mais si l'on suppose n constant pour deux piliers de même matière, c'est-à-dire si l'on suppose deux piliers à extrémités coniques ou plates susceptibles de résister sous une charge égale à l'écrasement (*), le rapport de la longueur au diamètre sera constant pour les deux piliers, c'est-à-dire qu'ils seront semblables.

§ V. — Résistance des piliers de diverses formes et fixés de diverses manières.

Comparaison des résistances des piliers de matières diverses. — On a éprouvé des colonnes creuses ayant un plus grand diamètre à une extrémité qu'à l'autre, ou au milieu qu'aux extrémités, on n'a pas trouvé qu'elles offrissent plus de résistance que des colonnes cylindriques uniformes; au contraire, ces dernières paraissent être susceptibles d'une plus grande force à égalité de matière. Cependant cette conclusion n'est pas très-décisive.

Ces résultats de l'expérience sont d'accord avec la théorie d'Euler (Mémoires de Berlin, 1757). En effet, d'après Euler, les résistances de deux piliers massifs cylindriques, dont l'un est de diamètre uniforme, D, et l'autre a pour dia-

(*) In the case of pillars equally loaded to resist crushing by the weight.

mètres extrêmes D′ et D″, sont entre elles comme D^4 et $D' \times D''^2$.

Mais si l'on calcule le diamètre d'un pilier cylindrique uniforme de telle sorte qu'il ait la même longueur et le même poids qu'un pilier ayant la forme d'un cône tronqué, on trouvera que le pilier uniforme sera plus résistant que l'autre, et d'autant plus résistant que les deux diamètres des bases du pilier conique différeront davantage entre eux.

La force du pilier de la forme d'une bielle de machine à vapeur a été trouvée très-petite, et même inférieure à la moitié de la force d'une colonne creuse contenant la même masse de métal. L'auteur a trouvé par expérience que la résistance de la bielle étant représentée par 17578, celle de la colonne creuse de même poids était représentée par 39645, plus du double.

Un pilier étant fixé irrégulièrement, de telle sorte que la pression à laquelle on le soumet s'exerce suivant sa diagonale, on trouve que sa résistance est trois fois moindre que si la pression s'exerçait suivant l'axe; il se trouve donc dans le même cas que si les extrémités étaient arrondies, car on a vu précédemment que le pilier à extrémités arrondies était rompu sous une charge trois fois moindre que celle nécessaire pour rompre le pilier à extrémités plates.

Tredgold (à l'article 283 de son ouvrage sur la fonte et dans son traité de charpenterie) adoptant l'idée émise par Serlio dans son *Architecture*, recommande les faces de joints courbes pour atténuer l'effet des irrégularités de pression sur les colonnes, irrégularités provenant des tassements ou autres causes. C'est, comme on le voit, se priver volontairement des deux tiers de la résistance de la matière employée, pour prévenir un inconvénient qui peut être ordinairement évité par divers autres procédés.

Un pilier uniforme fixé à une de ses extrémités et dont l'autre extrémité est susceptible de mouvement (comme un pilier qui aurait une extrémité plate et une arrondie) se

rompt à peu près au tiers de sa longueur à partir de l'extrémité mobile; il résulte de là que, pour économiser le métal lorsqu'on a à construire un support dans ces conditions, il faut augmenter sa force par un renflement au tiers de sa longueur.

Piliers de matières diverses. — Il a été constaté par expériences que de tous les piliers en bois à bases rectangulaires de même longueur, et contenant la même quantité de matières, celui qui offrait la plus grande résistance était celui à base quarrée.

On a fait des expériences sur des piliers de mêmes dimensions, mais de matières différentes, et on a trouvé en comparant les résultats obtenus que les résistances des diverses substances essayées pouvaient être représentées par les chiffres suivants :

Fonte de fer.	1 000.00
Fer forgé.	1 745.00
Acier fondu.	2 518.00
Chêne de Dantzic..	108.80
Sapin rouge.	78.50

Tous ces nombres, sauf le dernier, ont été obtenus sur des piliers à extrémités arrondies, et les calculs ont été faits d'après les formules employées pour la fonte.

§ VI. — Effet produit sur des colonnes par une pression longtemps continuée.

Dans toutes les expériences citées précédemment, les piliers étaient rompus sans qu'on eût égard au temps, et une expérience ne durait jamais plus d'une à trois heures.

Pour déterminer l'effet d'une charge permanente sur un pilier, M. Fairbairn prit, d'après l'invitation de M. Hodgkinson, quatre piliers de fonte de même espèce que celle employée dans les expériences précédentes, tous de même longueur et de même diamètre; leur longueur était de

$1^m.80$ et le diamètre de $0^m.0254$, et leurs extrémités étaient arrondies.

Voici les charges auxquelles ils ont été soumis :

Pilier n° 1	charge	204 kilog.
Pilier n° 2	charge	357
Pilier n° 3	charge	510
Pilier n° 4	charge	663

Ce dernier était chargé des 0.97 du poids reconnu nécessaire par expérience pour rompre un pilier de même dimension, quand le poids était placé dessus avec précaution sans perte de temps.

Le pilier n° 4 supporta la charge pendant cinq à six mois et puis se rompit.

Le pilier n° 3 eut sa flexion augmentée ; les autres, quoique un peu pliés, ne furent pas altérés : ils avaient gardé leur charge pendant trois ans ; au bout de ces trois années, au moment où l'auteur écrit son ouvrage, les flèches de la courbure des piliers étaient :

	m.
N° 1	0.0003
N° 2	0.00064
N° 3	0.0104

La flèche de ce dernier, relevée au commencement de l'expérience, fut trouvée de. . . . . $0^m.00058$

Au bout de la première année, elle était de. $0^m.00885$

Au bout de la deuxième. . . . . $0^m.00885$

Et enfin au bout de la troisième. . . . . $0^m.0104$

TABLEAUX DONNANT LES RÉSULTATS DE DIVERSES EXPÉRIENCES SUR LES COLONNES OU PILIERS EN FONTE.

L'auteur donne ici un résumé de quatre tableaux d'expériences sur la résistance des colonnes en fonte à la compression ; il renvoie d'ailleurs pour plus amples renseignements à son mémoire publié dans les *Transactions philosophiques* de la Société royale, 2e partie, 1840.

TABLEAU N° 1. — *Cylindres pleins en fonte de fer de Low-Moor n° 3 fondue dans du sable sec.*

Longueur en décimètres.	Diamètres en centimètres.	Diamètres moyens en centimètres.	FLÈCHE au milieu du pilier en centimètres.	POIDS correspondant.	POIDS déterminant la rupture.	MOYENNES des poids qui déterminent la rupture.	Rapport $\frac{T}{C}$	OBSERVATIONS.
				kil.				
15.4	1.27	1.27	0.18	28.274				
			1.25	51.180	81.603			
15.4	1.27		0.10	43.941		84.770	»	(a)
			0.58	81.403	37.950			
15.4	1.05	1.05	»	»	353.340	353.340	»	
15.4	1.05				353.340			
			0.127	257.205				
15.4	2.51	2.51	0.3558	418.923				
			0.480	535.899				
			1.321	731.595	753.330	861.606		
15.4	2.51				960.373			
15.4	3.25	3.27	0.855	2296.257	2397.729			
15.4	3.30		0.178	2509.889		2585.271		
			0.254	2871.341	2772.813			(b)
15.4			0.678	989.873				(c)
		3.29	0.432	2060.697				
			0.814	2281.841	2332.497			
15.4	3.30		0.00	969.873		2475.845		
			courbé.	1248.921				
			0.178	2488.585	2616.793			(d)
15.4	3.89	3.88	0.356	4767.325	4020.033	4920.033	33 : 13	
15.4	3.83		»	»	4920.033			(e)
15.4	3.89	3.90	»	»	4584.813	4824.450		
15.4	3.91		»	»	5064.087			(f)
15.4	4.47	4.48	0.0254	3842.799				
			0.2286	4998.855				
			0.7620	6443.925	6659.553	7048.860		
15.4	4.49		»	»	7437.807			
15.4	4.47	4.52	courbé.	1273.024				
			0.0508	3903.501				
			0.3048	6215.813				
			0.5588	8900.540	7471.329		»	(g)
15.4	4.57		courbé.	1519.815		7956.492		
			0.2286	6433.053				
			1.8192	7047.715	8411.655		145 : 38	

(a) Ces piliers et ceux de même longueur qui suivent, ont été fondus par accident de 0m.015 environ plus longs que l'on n'en avait le projet, et par suite tous ceux qui viennent après ont été faits de la même longueur, ou égaux à des divisions exactes des premiers. — (b) Les deux piliers qui suivent sont fondus dans le sable humide. — (c) Poids du pilier : 8k.84. — (d) Poids du pilier : 9k.01. — (e) Poids du pilier : 12k.84 } (f) Poids du pilier : 12k.95 } fondus en sable frais. — (g) Poids du pilier : 17k.23.

Suite du TABLEAU N° I.

Longueur en décimètres.	Diamètres en centimètres.	Diamètres moyens en centimètres.	FLÈCHE au milieu du pilier en centimètres.	POIDS correspondant.	POIDS déterminant la rupture.	MOYENNES des poids qui déterminent la rupture.	Rapport $\frac{T}{C}$	OBSERVATIONS.
15.4	4.93	»	»	»	»	»	»	(a)
15.4	5.00		courbé.	1 519.815				
			0.173	5 675.410				
			0.712	10 023.531				
		4.93	1.270	11 012.883				
			1.321					
			1.524	11 260 221	11 507.539			(b)
15.4	4.98		0.0[illegible]63	5 566.011		11 003.323		
			0.4823	9 034.179				
			1 2192	10 322.511	10 500.087		153 : 43	
7.7	1.27		courbe.	112.844				
			0 380	213.816	238.273			
7.7	1.27	1.27	0.0588	137.712		244.167		
			0 226	213.818	242.355			
7.7	1.27		»	»	251.868			
7.7	1.96	»	0.051	777.801				
		1 96	0.254	1082.070	1 234.878	1 234.878		
7.7	2.52		0.102	1 244.485				
		2.52	0.3[illegible]0	2 258.205	2 785.565		78 : 23	
7.7	2.52		0.051	1 349.373		2 765.585		
			0.173	2 258.205	2 785.565		78 : 21	(c)
7.7	3.28		0.0254	5 566.011				
		3.28	0.173	7 800.095	7 934.295		96 : 34	
7.7	3.28		0.203	5 566.011		7 807.455		
			0.5334	7 300.095	7 880.315		108 : 24 ?	(d)
7.7	3.86		0 102	10 246 407				
		3.86	0.305	13 924.787	14 685.807		99 : 51	
7.7	3.88		»	»	15 691.014	14 738.543	101 : 52	
7.7	3.84		0.178	10 218.407	13 833.808		110 : 43	
5.12	2.51	2 565	»	»	7 128 861	7 128.861	03 : 67	(e)
5.12	2.59		»	»	7 128.861		65 : 87	(f)
5.12	1.99	1.95	»	»	3 286.515	2 990 708		(g)
5.12	1.90		»	»	2 695.350			(h)
3.84	1.27		0.127	765.117				
			0.787	904.641	904.641	»	39 : 11	
3.84	1.27	1.27	0.508	815.853				
			0.864	841.221	841.221	»	39 : 11	
3.84	1.27		0.203	612.909				
			0 508	815.853	841.221	882.512		
3.84	1.93		»	»	4 592.514	»	48 : 29	
3.84	1.93	1.93	»	»	4 414.938	»	53 : 23	
3.84	1.90		»	»	3 527.058	4 178.019	49 : 23	
3.14	2.515		»	»	9 133 839	»	57 : 42	
3.84	2.515	2.515	»	»	8 715.267	»	60 : 39	
3.84	2.515		»	»	8 994.315	8.947.856	60 : 39	

(a) Poids du pilier : 19k.98. — (b) Poids du pilier : 21k.31. — (c) Cette colonne a paru ployer dans diverses directions. — (d) Léger défaut du côté de l'extension. — (e) Poids du pilier : 1k.90. — (f) Poids du pilier : 1k.98. — (g) Poids du pilier : 1k.15. — (h) Poids du pilier : 1k.03.

Suite du TABLEAU N° I.

Longueur en décimètres.	Diamètres en centimètres.	Diamètres moyens en centimètres.	FLÈCHE au milieu du pilier en centimètres.	POIDS correspondant.	POIDS déterminant la rupture.	MOYENNES des poids qui déterminent la rupture.	Rapport $\frac{T}{C}$	OBSERVATIONS.
				kil.				
2.56	1.96	1.94	»	»	2 803.164	»	31 : 20	
2.56	1.93		»	»	2 073.834	»	32 : 17	
2.56	1.93		»	»	2 273.607	2 383.686	34 : 15	
1,92	1.29	1.262	»	»	7 577.399	7 930.218	»	(a)
1.92	1.244		»	»	7 577.399			
1.92	1.214		»	»	8 675.856			
1.92	1.96	1.96	»	»	10 423.529	»	35 : 42	(b)
1.92	1.96		»	»	9 967 359	10 395.444	41 : 36	
0.96	1.27	1.27	»	»	6 900.549	6 843.47	»	(c)
0.96	1.27		»	»	6 786.393			

(a) Le premier et le deuxième pilier se brisèrent aux extrémités suivant une fente fermée par un coin conique qui se détacha de la masse. — (b) Ces piliers se sont fendus aux deux extrémités. — (c) Dans ces deux expériences, l'aire du côté de la compression a semblé plus grande que celle du côté de l'extension dans la section de rupture. Les extrémités avaient été fendues par la pression.

Remarques. 1° T et C représentent les distances de la ligne neutre de la colonne aux surfaces soumises à l'extension et à la compression.

2° Les extrémités des échantillons étaient tournées de telle sorte que la force pût agir suivant l'axe (*fig.* 23).

3° Dans cette série d'expériences, comme dans celles du tableau suivant, les piliers se sont rompus à peu près au milieu.

TABLEAU N° II. — *Piliers pleins en fonte de fer de Low-Moor n° 3 fondus en sable humide.*

Les extrémités des cylindres étaient planes et parallèles, et la pression était exercée par l'intermédiaire de surfaces dressées et parfaitement parallèles (*fig.* 26).

Longueur en décimètres.	Diamètres en centimètres.	Diamètres moyens en centimètres.	FLÈCHE au milieu du pilier en centimètres.	POIDS correspondant.	POIDS déterminant la rupture.	MOYENNES des poids qui déterminent la rupture.	Rapport $\frac{T}{C}$	OBSERVATIONS.
5 4	1.29	1.29	»	»	218.799	220.611	»	(a)
5.4	1.29		»	»	222.423			(b)

(a) Poids du pilier : $1^k.46$. — (b) Poids du pilier : $1^k.51$. — Leurs extrémités portaient des disques de 0.051 de diamètre, tous les autres piliers avaient leurs extrémités planes et sans disques.

Suite du TABLEAU N° II.

Longueur en décimètres.	Diamètres en centimètres.	Diamètres moyens en centimètres.	FLÈCHE au milieu du pilier en centimètres.	POIDS correspondant.	POIDS déterminant la rupture.	MOYENNES des poids qui déterminent la rupture.	Rapport $\frac{T}{C}$	OBSERVATIONS.
5.4	1.95	1.95	0.176	526.386			»	(a)
			9.556	922.308				
			0.762	1 023.780	1 049.148			
5.4	1.95		0.152	719 384		1 112.568		
			0.254	922.308				
			0.432	1 125.252	1 175.966			
5.4	2.515	2.532	0.127	1 867.719				
			0.762	2 933.175	3 065.383			
5.4	2.57		0.127	1 867.719				
			0.356	2 476.551	2 704.863	2 825.814	»	(b)
5.4	2.515		0.402	1 867.719				
			0.254	2 476.551	2 687.196			
5.4	3.302	3.276	0.254	5 089 455				
			0.810	6 587.839				
			1.194	7 397.943	7 488.731		»	(c)
5.4	3.2766		0.381	5 061.301		13 119.788	»	(d)
			1.143	6 857.061	6 945.849			
5.4	3.251		»	»	7 397.943			
5.4	3.937	3.96	0.33	9 901.221				(e)
			0.533	11 372.561				
			1.57	12 292.155	12 292.155			
5.4	3.988		0 254	9 901.221				(f)
			0.356	11 372.561		13 119.766		
			0.660	13 579.581				
			1.22	14 223.294	14 223.294		120 : 37	(g)
5.4	3.937		»	»	12 843.909			
7.7	1.27	1.96	0.127	493.773				
			0.330	727.518	752.886	752.688		
7.7	1.98		0.203	1 973 721				
			0.559	3 495.801	3 800.217			
7.7	1.98		0.102	1 315.965			61 : 15	(h)
			0 152	2 127.741		3 991.363		
			0.154	3 751.293				
			0.463	4 157.161				
7.7	1.93		»	»	3 814.260			
7.7	2.56	2.56	»	»	8 666 796			
7.7	2.54		0.127	6 268.349				
			0.463	8 092.846				
7.7	2.59		0.127	8 081.135				
			0.406	9 836.695	9 695.332	9 200.430	64 : 39	(i)
7.7	2.54		0.127	6 722.973				
			0.178	8 092.845				
			0.33	9 462.717	9 919.341		88 : 35	
5.12	1.29	1.29	0.495	0.491	1 754.990	1 734.990		
5.12	1.29		0.488		1 734.990			
5.12	1.961	1.974	1.162	1.143	7 565.553	7058.193	45 : 33	(j)
5.12	1 981		1.148		6 956.721			
5.12	1.956		1.119		6 852.305			

(a) Poids du pilier : $3^k.35$. — (b) Poids du pilier : $5^k.214$. — (c) Poids du pilier : $8^k.927$. — (d) Poids du pilier : $9^k.068$. — (e) Poids du pilier : $12^k.98$. — (f) Poids du pilier : $13^k.347$. — (g) Poids du pilier : $12^k.837$. Un coin s'enleva et découvrit la ligne neutre. — (h) Une fente accusa la ligne neutre. — (i) Fendu à la ligne neutre. — (j) Le premier rompit en deux endroits près du milieu et près d'une extrémité, une partie se fendit vers la ligne neutre à l'autre extrémité Les deux autres se rompirent à peu près de la même manière.

Suite du TABLEAU N° II.

Longueur en décimètres.	Diamètres en centimètres.	Diamètres moyens en centimètres.	FLÈCHE au milieu du pilier en centimètres.	POIDS correspondant.	POIDS déterminant la rupture.	MOYENNES des poids qui déterminent la rupture.	Rapport $\frac{T}{C}$	OBSERVATIONS.
5.12 5.12	2.62 2.56	2.596	1.984 1.950	1.970	14 490.171 14 315 253	14 407.212	50 : 46 56 : 40	(a)
3 84 3.84 3 84	1.295 1.295 1 295	1.295	0.397 0.389 0.389	0.392	2 949 938 3 178.248 3 064.092	3.064.072	32 : 19	
3 84 3.84 3.84 3.84	2.006 1.956 1.930 1.981	1.969	0.843 0.822 0.815 0.836	0.829	9 594.087 10 130.4 9 8 606.559 9 826 023	9 843.577		
3.84 3.84	2.54 2 54	2.54	1.473 1.473	1.473	17 717 736 18 748.764	18 233.259		
3.07 3.07 3 07	1.27 1.27 1.27	1.27	0.297 0 283 0 283	0.287	3 297.387 3 145.179 3 335.4 9	3 259.335	3 : 2 3 : 2 3 : 2	
3.07 3.07 3.07 3.07	1.981 2.006 2.006 1.981	1.999	0 685 0.680 0.687 0.665	0.672	11 485.815 10 891 478 10 805.375 10 805.375	11 002.011	1 : 1 1 : 1 1 : 1 »	
2.56 2.56 2 56	1.27 1.27 1.27	1.27	0 241 0 241 0.241	0.241	3 754.811 3 876.219 4 476 999	4045.743	13 : 12 13 : 11 13 : 13	
2.56 2.58 2.56 2.50	1 981 1 956 1.930 1.830	1.951	»	»	12 453.423 11 565.543 11 565.543 11 387.967	11 743.119	1 : 1	(b)
1.92 1.92 1.92	1.27 1.27 1.27	1.27	0.179 0 179 0.179	0.178	5 199.987 5 017.779 5 047.779	5098.515	12 : 13 12 : 13 12 : 13	
1.92 1.92 1.92	1.981 1.981 1.956	1.974	0 411 0.411 1.404	0.409	15 050 925 14 315.253 14 131.335	14 499.171	4 : 5	(c)
0.96 0.96 0 96	1.27 1.27 1.27	1.27	»	»	8 061.135 8 124.565 7 553.775	7 913.004	20 : 30	(d)
0.508 0 508	1.321 1.321	1 321	»	»	10 434.356 10 282.647	10 358.751	»	(e)
0.254 0 254 0.254	1 321 1.321 1 321	1.321	»	»	10 885.239 11 210.391 11 387.967	11 151.148	»	(f)

(*a*) Rompu en deux endroits près du milieu. Fendu aux deux extrémités à la ligne neutre. — (*b*) Ceux-ci se brisèrent généralement en plusieurs pièces, mais toujours au milieu par flexion ; cependant il se formait toujours comme d'ordinaire, près du centre, un coin tendant à ouvrir le pilier. — (*c*) La ligne neutre était douteuse, cependant plus de la moitié de la section était comprimée. — (*d*) Ces piliers se rompirent au milieu par flexion ; mais ils accusèrent généralement un coin au centre, comme cela a été mentionné précédemment. — (*e*) Le premier fléchit et se fendit en AB ; le deuxième se rompit en travers au milieu. — (*f*) Rompus par un coin de 0 02 de hauteur à peu près et fendus suivant A, B (*fig.* 92 et *fig.* 93, Pl. 71).

Le tableau suivant donne les résultats des expériences faites sur la résistance de cylindres creux de fonte de fer (Low Moor n° 3) dont les extrémités étaient munies d'une tête hémisphérique (*fig.* 36), cette disposition avait été adoptée afin que la pression s'exerçât exactement suivant l'axe du pilier, et que les extrémités pussent se mouvoir librement.

La longueur des cylindres, y compris les têtes, était de 2.307. Dans tous les cas où le contraire n'est pas indiqué les colonnes ont été coulées dans du sable sec. Dans le IIIe et le IVe tableau le poids des colonnes correspondent à la longueur totale $2^m.307$.

TABLEAU N° III.

Numéros des expériences.	DESCRIPTION du pilier.	FLÈCHE	POIDS produisant la flèche.	POIDS qui rompt ou écrase le pilier.	P. POIDS qui écraserait une colonne de 1 centimètre de diamètre et de $2^m.307$ de long.	OBSERVATIONS.
1	Diamètre extérieur. . 4.521	0 076	1 013.361	»	»	(a)
	— intérieur . 3.07	0.813	2 187.537	»	»	
	Poids. . . . . $14^k.05$	1.215	2 415 849	2 430 005	11.381	
2	Diamètre extérieur. 4.12	0 051	989 573	»	»	(b)
	— intérieur. 3.015	0.33	1 959.225	»	»	
	Poids. . . . . 13^k 715	1.22	2 530.005	2 587.083	12.728	
3	Diamètre extérieur. 5.11	0.10	1 013.361	»	»	(c)
	— intérieur. 3.594	0.79	3 100.785	»	»	
	Poids. . . . . 16^k 548	1.91	3 671.505	3 785 721	11.769	
4	Diamètre extérieur. 5 92	0.61	5 059.557	»	»	(d)
	— intérieur. 4 32	0.94	5 769 8 1	»	»	
	Poids du cylindre. $21^k.103$	1.83	6 657.741	6 835.317	12.321	
5	Diamètre extérieur. 5.66	0.03	1 013.361	»	»	
	— intérieur. 3.91	0.56	3 785.721	»	»	
	Poids. . . . . $21^k.110$	1.75	5 498.061	5 612.217	11.024	
6	Diamètre extérieur. 5.69	0.04	9 9.873	»	»	
	— intérieur. 4.41	0.86	5 637.585	»	»	
	Poids . . . . 15^k 354	0.97	5 739.697	6043 473	14.204	

(a) Sous le poids de 2 415 849. le pilier s'est abaissé, mais ne paraissait pas disposé à fléchir ni à rompre; son élasticité était très-peu altérée, et éprouvé d'une autre manière il ne montra aucun défaut de résistance comme cela arrivait pour les autres piliers traités de la même manière.

(b) Sous la charge de 2 530.005, le pilier s'abaissa, mais il ne fut pas fléchi au delà des limites de l'élasticité et fut conservé pour une autre expérience.

(c) Les épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture sur les faces opposées sont comme les nombres 19 et 42.

(d) Épaisseur du métal à l'endroit de la rupture entre elles comme 1 est à 4. La plus petite épaisseur du côté de la compression, comme cela est arrivé pour beaucoup d'autres piliers.

Suite du TABLEAU N° III.

Numéros des expériences.	DESCRIPTION du pilier.	FLÈCHE	POIDS produisant la flèche.	POIDS qui rompt ou écrase le pilier.	P. POIDS qui écraserait une colonne de 1 centimètre de diamètre et de 2m.307 de long.	OBSERVATIONS.
7	Diamètre extérieur. 1.69	0.05	1959.225	»	»	(a)
	— intérieur. 4.01	0.53	6125.013	6302.569	12.516	
8	Diamètre extérieur. 6.32	0.03	1667.719	»	»	(b)
	— intérieur. 4.80	1.02	8437.219	»	»	
	Poids 22k.103	1.32	8715.265	6994.315	13.569	
9	Diamètre extérieur. 6.27	0.03	1454.583	»	»	(c)
	— intérieur. 5.03	0.58	7878.123	»	»	
	Poids du cylindre. 18k.589	1.57	6156.151	8608.359	15.325	
10	Diamètre extérieur. 6.25	courbé	969.873	»	»	(d)
	— intérieur 4 71	0.10	4123.659	»	»	
	Poids 22k.216	1.24	8191.599	»	»	
		1.65	8432.595	6673.591	13.503	
11	Diamètre extérieur. 6.93	courbé	1632.159	»	»	
	— intérieur. 5.51	0.06	5463.565	»	»	
	Poids.. . . . 21k.763	1.78	10322.511	10655.239	12.951	
12	Diamètre extérieur. 6.96	0.05	1632.159	»	»	(e)
	— intérieur. 5.45	0.36	9612.207	»	»	
	Poids 23k.24	2.794	12453.423	12630 999	14.452	
13	Diamètre extérieur. 7.65	0.18	7300.095	»	»	(f)
	— intérieur. 6.30	0.58	9612 207	»	»	
	Poids. 22k.78	1.91	11743.119	12098.271	11.177	
14	Diamètre extérieur. 8.53	0.23	7300.005	»	»	(g)
	— intérieur. 7.17	0.81	13674.031	»	»	
	Poids. 26k.96	2.794	18271.755	18560.769	12.206	
15	Diamètre extérieur. 6.53	courbé	1519 815	»	»	(h)
	— intérieur. 6.68	0.23	7300.095	»	»	
		0.76	15322.272	»	»	
	Poids. 35k.242	2.29	21975.463	»	»	
		2.72	24420.782	22666.055	12.005	
16	Pilier plein uniforme arrondi aux extrémités:				»	
		courbé	969.873	»	»	
	Diamètre. 5.69	0.05	3416.073	»	»	
	Poids. 42k.16	0.84	9183.669	9640.293	14.003	

(a) Ce pilier fut réduit à la moitié de son épaisseur vers les extrémités et aux trois quarts à égale distance entre le milieu et les extrémités. Il ne fut pas rompu et s'abaissa seulement par flexion.

(b) Ce pilier fut réduit comme le précédent, et s'abaissa comme lui par flexion.

(c) Les épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture variaient comme 7 et 9.

(d) Les épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture étaient entre elles comme 3 : 4.

(e) Les épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture étaient entre elles comme 2 et 3.

(f) Les épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture étaient entre elles comme 9 et 15.

(g) Les épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture étaient entre elles comme 19 et 34.

(h) Les épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture étaient entre elles comme 5 et 7.

Suite du TABLEAU N° III.

Numéros des expériences.	DESCRIPTION du pilier.	FLÈCHE	POIDS produisant la flèche.	POIDS qui rompt ou écrase le pilier.	P. POIDS qui écraserait une colonne de 1 centimètre de diamètre et de 2m.307 de long	OBSERVATIONS.
17	Diamètre extérieur. 4.52	»	»	»	»	(a)
	— intérieur. 3.07	»	»	»	»	
	Longueur 1.45	»	»	6 202.929	12.656	
18	Diamètre extérieur. 5.87	»	»	»	»	(b)
	— intérieur. 4.24	»	»	»	»	
	Longueur. 14.5	»	»	16 481.046	13.712	
19	Diamètre extérieur. 4.70	0.89	14 761.911	15 294.639	10.706	(c)
	— intérieur. 3.45	»	»	»	»	
	Longueur. 1.37	»	»	»	»	
	Poids. 4k.066	»	»	»	»	

(a) Les colonnes nos 17, 18 et 19 sont plus courtes que les précédentes.
(b) Les épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture étaient entre elles comme 10 et 21.
(c) Les épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture étaient entre elles comme 11 et 11. Le poids nécessaire pour rompre ce pilier très-court étant considérable a probablement commencé l'écrasement de la matière, ce qui réduit la valeur de P.

La quantité désignée par P dans la sixième colonne du tableau représente la résistance d'une colonne solide de 1 centimètre de diamètre et de la longueur (23d.07) de celles soumises aux expériences. En effet, la longueur étant constante, la résistance est (pour les colonnes creuses dont D est le diamètre extérieur et d le diamètre intérieur) proportionnelle à $D^{3.76} - d^{3.76}$; p étant la résistance d'une colonne de diamètre D et d, on aura :

$$D^{3.76} - d^{3.76} : 1^{3.76} :: p : P, \quad \text{d'où} \quad p = \frac{P}{D^{3.76} - d^{3.88}}.$$

Si l'on multiplie la moyenne des valeurs obtenues pour P par $l^{1.7}$ (l étant 23d.07), puisque la résistance est inversement proportionnelle à la puissance 1.7 de la longueur, on obtient la résistance d'une colonne solide de 1 décimètre de longueur et de 1 centimètre de diamètre arrondie aux extrémités; et si l'on divise le résultat par 1 000 pour avoir des tonnes, on obtient le nombre 3.05, coefficient de la

formule n° 3, page 21, donnée précédemment, dans laquelle l'exposant 3.6 est une moyenne entre 3.76, qui s'applique au cas des extrémités arrondies, et 3.55 pour les extrémités plates.

Ces remarques s'appliquent également au tableau n° IV.

Le tableau n° IV qui suit donne les résultats des expériences faites sur la résistance des piliers creux en fonte de fer (Low-Moor, n° 3), dont les extrémités étaient planes et perpendiculaires à l'axe et sur lesquels la pression était exercée au moyen de surfaces exactement parallèles. A moins d'indication contraire, la longueur de ces piliers est de 2m.307, et lorsque les longueurs sont 2m.307 ou 2m.254, le poids doit s'appliquer à la plus grande longueur.

Tableau n° IV. — *Expériences sur des colonnes creuses en fonte de fer (Low-Moor n° 3) à extrémités plates.*

Nos des expériences.	DESCRIPTION des colonnes.	Flèche en centimètres.	POIDS produisant la flèche.	POIDS qui rompt ou abaisse le pilier.	P. Poids qui écraserait une colonne de 0m.01 de diamètre et de 2m.254 de longueur.	Rapport des épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture.	OBSERVATIONS.
1	Colonne cylindrique creuse.	0.05	1 274.259	»	»	»	(a)
	le même que dans la	0.08	1 730 913	»	»	»	
	1re expérience du tableau	0.00	déchargé.	»	»	»	
	précédent.	0.13	2 187.537	»	»	»	
	Diamètre extérieur. 4.52	0.51	5 436 453	»	»	»	
	— intérieur 3.07	1 27	7 567.365	»		»	
	Long. du cylindre. 22.54	1.68	7 922.517	8 081.520	49.066	1 : 5	
	Poids. 14k.06						
2	Cylindre n° 2 du tableau	0.30	5.081.301	»	»	»	(b)
	précédent	0.81	6 857 001	»	»	»	
	Diamètre extérieur. 4 42	1.22	7 212.213	»	»	»	
	— intérieur. 3 01	changement dans la direction de la courbure.					
	Long. du cylindre 22.54						
	Poids du cylind. 13k.72	1.37	7 389.789	7 567.365	50.020	7 : 11	

(a) Quand le cylindre rompit, on trouva que le côté le plus mince était celui soumis à la compression. — Le poids de ce cylindre et de tous ceux qui suivent est donné pour la longueur de 2m.307. — Les diamètres sont exprimés en centimètres, les longueurs en décimètres et les poids en kilogrammes.

(b) Ce cylindre était réduit à la moitié de ses épaisseurs aux extrémités et aux trois quarts, au quart de sa longueur vers les deux bouts, mais il ne se rompit pas dans les parties réduites.

Suite du TABLEAU N° IV.

Nos des expériences.	DESCRIPTION des colonnes.	Flèche en centimètres.	POIDS produisant la flèche.	POIDS qui rompt ou abaisse le pilier.	P. Poids qui écraserait une colonne de 0m.01 de diamètre et de 2m.254 de longueur.	Rapport des épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture.	OBSERVATIONS.
3	Diamètre extérieur. 4.47	courbé	969.873	»	»	»	(a)
	— intérieur 3.00	0.08	1 245 297	»	»	»	
		0.23	3 023.681	»	»	»	
		6.91	6 900.549	»	»	»	
		1.37	7 357.173	7 585.485	48.984	1 : 3	
4	Diamètre extérieur. 4.445	6.63	1 013 361	»	»	»	(b)
	— intérieur. 2.82	0.48	7 464.681	»	»	»	
	Poids du cylind 15k.51	1.40	9 290.577	9 493.521	59.184	1 : 2	
5	Diamètre extérieur. 5.18	0.10	1 625 817	»	»	»	(c)
	— intérieur. 3.71	0.203	8 660.459	»	»	»	
	Poids. 15k.694	0.94	13 579.181	»	»	»	
	Longueur. 22.54	1.32	14 415 253	14 683 089	58.968	1 : 1	
6	Diamètre extérieur. 5.11	0.08	1 625.817	»	»	»	(d)
	— intérieur. 3 47	0.263	8 456.151	»	»	»	
	Longueur. 22.54	0.00	déchargé.	»	»	»	
	Poids. 17k.12	0.97	12 843.939	»	»	»	
		1.35	13 579.581	13 917.417	55.296	7 : 10	
7	Diamètre extérieur. 5.11	courbé	»	»	»	»	(e)
	— intérieur. 3.594	0.25	1 925.763	»	»	»	
	Longueur. 22.54	0.03	9 901.321	»	»	»	
	Poids. 16k.55	0 00	déchargé.	»	»	»	
		1.36	11 740.401	»	»	»	
		6.64	12 476.073	12 843.969	53.044	5 : 11	
8	Diamètre extérieur. 5.05	plié.	659.568	»	»	»	(f)
	— intérieur. 3.33	0.51	7 069.665	»	»	»	
	Longueur. 22.81	1.40	10 964.865	»	»	»	
	Poids avant réduction. 17k.683	2 29	12 109.143	12 261.351	49.207	6 : 7	
9	Diamètre extérieur. 5.66	»	»	»	»	»	(g)
	— intérieur. 3.91	»	»	»	»	»	
	Longueur. 22.54	»	»	»	»	»	
	Poids avant réduction. 21k.31	»	»	18 377.757	51 134	4 : 9	

(*a*) Ce cylindre avait été réduit comme le précédent ou peut-être plus, et la rupture eut lieu au quart de la longueur. La partie réduite, mesurée après la rupture était un peu plus des trois quarts de ce qu'elle était avant la réduction.

(*b*) Ce pilier était tout entier bien fondu et ne fut pas réduit dans ses épaisseurs comme les deux derniers.

(*c*) Ce pilier ne subit pas de réduction d'épaisseur.

(*d*) Il y avait une légère soufflure à l'endroit de la rupture; les extrémités n'avaient pas été démaigries.

(*e*) Ce cylindre est celui de la 3e expérience du dernier tableau; on le redressa et on dressa ses extrémités; la rupture eut lieu au milieu et dans trois des parties réduites.

(*f*) Ce pilier avait été amaigri comme les précédents, il rompit vers le milieu où il y avait une petite paille.

(*g*) Ce pilier était le n° 5 du dernier tableau; ses épaisseurs étaient réduites de la même manière et au même degré que dans les expériences précédentes; il rompit au milieu et à un des endroits amaigris vers le milieu.

Suite du TABLEAU N° IV.

N° des expériences.	DESCRIPTION des colonnes.	Flèche en centimètres.	POIDS produisant la flèche.	POIDS qui rompt ou abaisse le pilier.	P. Poids qui écraserait une colonne de 0m.01 de diamètre et de 2m.25 de longueur.	Rapport des épaisseurs du métal à l'endroit de la rupture.	OBSERVATIONS.
10	Cylindre plein fondu dans le sable humide.	plié.	1 873.155	»	»	»	(a)
	Diamètre. 4.47	courbé	4 917.315	»	»	»	
	Longueur. 23.07	0.89	9 612.207	»	»	»	
	Poids. 25k.39	1 65	10 322.511	10 500.087	51.406	»	
11	Cylindre plein fondu en sable sec.	0.51	7 300.095	»	»	»	(b)
	Diamètre. 4.36	0.71	8 324.815	»	»	»	
	Longueur. 23.07	1.12	9 329 535	»	»	»	
	Poids. . . . 24k.257	1 65	9 836.895	9 963.735	52.927	»	

(a) Sous la charge, il se courba de plus de 0m.0254 et s'échappa de sa position; on le redressa et on le replaça, et il aurait rompu sous une charge moindre.

(b) Sous la dernière charge ce pilier s'échappa de sa position, et après qu'on l'eut redressé, il rompit sous une charge moindre Dans ce cas comme dans le précédent, la charge extrême était si rapprochée de celle qui aurait rompu le pilier si la rupture avait eu lieu comme d'ordinaire que l'auteur n'a pas hésité à considérer les résultats comme s'appliquant à la rupture.

CHAPITRE III.

RÉSISTANCE TRANSVERSALE.

Les efforts transversaux sont ceux auxquels la fonte et quelques autres matériaux sont le plus fréquemment soumis, aussi les expériences ont-elles été faites plus fréquemment sur ce sujet que sur d'autres. Cependant, relativement à la fonte dont l'usage se multiplie chaque jour, les connaissances que possède l'homme pratique sont jusqu'ici bien loin d'égaler celles qui lui manquent.

Pourtant on a déjà fait bien des efforts, qui continueront probablement encore, pour obtenir d'amples renseignements sur ce sujet.

On va examiner maintenant les quatre questions suivantes et donner les résultats obtenus.

1° Déterminer quelle est l'altération qu'éprouvent des barres de fonte soumises à des efforts longtemps continués;

2° Déterminer l'influence de la température sur la résistance des barres;

3° Rechercher dans l'étude de l'élasticité et de la résistance des barres de fonte le moment où l'élasticité commence à s'altérer et les conclusions erronées qui ont été tirées d'une méprise dans la détermination de cet instant;

4° Déterminer la meilleure forme à donner aux poutres en fonte et la résistance de poutres de formes particulières.

§ I. — PRESSION LONGTEMPS CONTINUÉE SUR DES BARRES OU SUR DES POUTRES EN FONTE.

Pour déterminer jusqu'à quel point on peut se fier à des poutres chargées de poids permanents, M. Fairbairn fit les expériences suivantes (Rapport sur la résistance de la fonte de fourneaux à air chaud et à air froid, 6e volume de l'*Association britannique*).

Il prit des barres, les unes préparées à l'air froid, les autres préparées à l'air chaud de la qualité indiquée sous le nom de Coed-talon n° 2 : chacune de ces barres avait $1^m.50$ de long et était fondue sur un modèle de $0^m.0254$ quarré.

Ayant placé leurs extrémités sur des supports horizontaux distants de $1^m.3524$, on les chargea de poids sur leur milieu, puis on les laissa dans cette position pour voir pendant combien de temps elles pourraient supporter ces poids sans se rompre.

Ces barres, à une exception près, portèrent les poids dont on les avait chargées pendant plus de cinq ans avec un petit accroissement de flexion, quoique quelques-unes d'entre elles fussent chargées d'un poids très-approché de celui qui en aurait causé la rupture.

Après ces cinq années, quoique l'on eût pris toutes les précautions pour les garantir de tout accident, trois de ces barres furent trouvées rompues. On examina les barres avec soin et on mesura leur flèche à diverses époques; le tableau suivant donne l'ensemble des résultats obtenus, ainsi que les dimensions rigoureuses des barres et les poids dont elles étaient chargées.

Pression longtemps continuée sur des barres de fonte.

DATES des observations.			TEMPÉRATURE de l'air au moment de l'observation.	EXPÉRIENCE n° 1. F. A. C. Largeur, 1.42 Épaisseur, 1.67	EXPÉRIENCE n° 2. F. A. C. Largeur, 2.37 Épaisseur, 1.67	EXPÉRIENCE n° 3. F. A. F. Largeur, 1.39 Épaisseur, 2.61	EXPÉRIENCE n° 4. F. A. C. Largeur, 2.59 Épaisseur, 2.64	EXPÉRIENCE n° 5. F. A. F. Largeur, 2.39 Épaisseur, 2.61	EXPÉRIENCE n° 6. F. A. C. Largeur, 1.34 Épaisseur, 1.67	EXPÉRIENCE n° 7. F. A. F. Largeur, 1.37 Épaisseur, 1.54	EXPÉRIENCE n° 8. F. A. F. Largeur, 2.61 Épaisseur, 2.59	EXPÉRIENCE n° 9. F. A. C. Largeur, 2.64 Épaisseur, 2.67
			Thermomètre centigrade.	Flexion avec un poids permanent de 118k.84 sur chaque barre.		Flexion avec un poids permanent de 152k.82 sur chaque barre.		Flexion avec un poids permanent de 177k.58. sur chaque barre.		Flexion avec un poids permanent de 202k.94 sur chaque barre.		Cette barre se rompit avec une charge de 177k.58.
1837.	Mars.	6	»	»	»	3.218	»	4.277	4.356	4.989	3.581	Les autres barres de fonte F. A. C. furent éprouvées, mais se rompirent successivement sous une charge de 202k.94.
		9	9.50	2.327	2.649	3.226	3.693	4.303	4.465	5.093	3.589	
		11	»	2.362	2.703	3.226	3.711	4.303	4.470	5.093	3.589	
		17	»	»	»	»	»	»	»	5.105	3.589	
	Avril.	15	6.50	2.362	2.738	3.223	3.747	4.359	4.488	5.116	3.612	
	Mai.	31	13.30	2.367	2.746	3.236	3.702	4.362	4.509	Rompues après avoir supporté la charge pendant 27 jours.	3.617	
	Août.	22	16.65	2.380	2.758	3.272	3.820	4.412	4.529		3.653	
	Novembre.	18	5.05	2.303	2.751	3.266	3.607	4.379	4.503		3.635	
1838.	Janvier.	5	2.50	2.390	2.756	3.271	3.815	4.374	4.503		3.632	
	Mars.	12	10.50	2.400	2.771	3.297	3.823	4.725	4.531	»	3.655	
	Juin.	23	25.50	2.440	2.812	3.343	3.907	4.633	4.580	»	3.701	
1839.	Février.	7	12.05	2.413	2.776	3.264	3.871	4.610	4.531	»	3.640	
	Juillet.	6	22.10	2.436	2.804	3.315	3.894	4.633	4.567	»	3.673	
	Novembre.	7	10.00	2.426	2.799	3.310	3.889	4.633	4.562	»	3.670	
	Décembre.	9	3.80	2.428	2.799	3.310	3.889	4.610	4.562	»	3.670	
1840.	Février.	14	10.00	2.426	2.864	3.315	3.389	4.633	4.564	»	3.673	
	Avril.	27	17.05	2.423	2.865	3.325	3.858	4.618	4.577	»	3.670	
	Juin.	0	16.00	2.410	2.824	3.310	3.861	4.636	4.567	»	3.670	
	Août (a).	3	23.50	2.421	2.632	3.315	3.366	4.636	4.575	»	3.675	
	Septembre.	14	12.75	2.659*	2.832	3.315	4.097*	4.636	4.577	»	3.675	
1841.	Novembre.	22	10.00	2.654	2.832	3.317	4.115	4.640	4.582	»	3.680	
1842.	Avril.	19	14.25	»	»	3.322	4.115	4.643	4.602	»	3.680	

(a) Après le 3 août 1840, un corps semble être tombé sur les barres de la 1re et de la 2e expérience et avoir augmenté par son choc la flèche de ces barres. — Les flexions sont indiquées en centimètres et les poids en kilogrammes.

Les expériences, dont le tableau précédent donne le résultat, furent entreprises par M. Fairbairn à la demande de l'auteur, qui avait été amené à conclure des expériences faites dans un autre but sur le fer malléable, que le temps avait une petite influence de destruction sur la capacité des poutres à porter un poids donné.

Il résulte de l'examen de ce même tableau (en tenant compte de la note concernant la première et la deuxième expérience) :

1° Que la flexion de chacune des poutres a augmenté considérablement pendant les douze ou quinze premiers mois;

2° Qu'après ce temps, il n'y a plus eu pendant les quatre ou cinq mois suivants qu'un petit accroissement de flèche.

On doit remarquer, en outre, que la barre n° 8, qui était chargée d'un poids très-rapproché de celui capable de la rompre et qui, par suite, aurait pu être rompue par l'addition d'un très-petit poids au premier, n'a pas cependant, au moment de la rupture, présenté une flèche plus considérable que trois ou quatre ans auparavant.

D'un autre côté, l'accroissement de la flèche de la barre n° 1, qui n'était chargée que des deux tiers du poids qui aurait pu occasionner la rupture, paraît avoir été aussi considérable que pour les autres poutres.

Il paraît probable, d'après cela, que, dans chaque barre, la flexion va en croissant jusqu'aux environs d'une certaine limite; après quoi, comme dans l'expérience n° 8, l'écrasement devient peu sensible et la flèche semble rester stationnaire; malheureusement la rupture de la dernière barre (probablement due à un accident) laisse cette conclusion dans le doute.

Ces expériences importantes montrent que la fonte de fer peut être chargée de poids permanents plus grands que ceux qu'on eût supposés *à priori*.

On admet en effet, généralement, que le tiers du poids qui occasionne la rupture d'une poutre ou d'une barre de

fonte est le poids maximum dont on peut charger cette poutre de fonte dans la pratique. On pensait qu'un poids plus considérable pouvait rompre la poutre avec le temps, après que l'élasticité aurait été altérée par ce poids, et on regardait comme imprudent de charger un corps jusqu'à la limite de sa force élastique.

§ II. — INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE SUR LA RÉSISTANCE DE LA FONTE DE FER.

M. Fairbairn a donné les résultats de quelques expériences faites pour déterminer comment la force des barres de fonte peut être influencée par des changements de température semblables à ceux auxquels elle peut être soumise dans l'occasion. Il prit un certain nombre de barres fondues en fer de qualité Coed Talon n° 2 et n° 3, les unes à l'air chaud, les autres à l'air froid; ces barres étaient du modèle de $0^m.0254$ de section et $0^m.7524$ de long. Elles furent posées sur des supports éloignés de $0^m.6762$ et rompues par des poids placés en leur milieu. Les expériences furent faites en hiver; quelques-unes des barres furent rompues dans l'air, d'autres dans un bain d'eau glacée ou de neige, d'autres barres furent plongées dans du plomb fondu ou chauffées au rouge.

Le tableau suivant donne les résultats des expériences : la première colonne indique la température, la deuxième et la troisième donnent les poids causant la rupture rapportés à une section de 1 centimètre quarré. Enfin la dernière colonne donne le rapport des résistances des fontes fabriquées à air froid et à air chaud.

Influence de la température sur la résistance de la fonte de fer.

TEMPÉRATURE. — Thermomètre centigrade.	FONTE DE FER COKE-TALON préparée à air froid.		FONTE DE FER COKE-TALON préparée à air chaud.		RAPPORT des résistances des deux fontes.
	Fonte n° 2. —		*Fonte n° 2.* —		
— 9°.	»			$56^k.18$	
— 3°.	59.7	moyenne		$57^k.78$	1000 : 967.20
0°.	66.00 67 28	$66^k.66$	65.52 63.6012	$64^k.563$	1000 : 977.60
+ 87°.50.	52.2		57.82		1000 : 1108.03
Rouge dans l'obscurité.	50.76		58.245		1000 : 1147.00
Rouge à la lumière du jour. .	46.6		»		
	Fonte n° 3. —		*Fonte n° 3.* —		
+ 100°.	63.53 66.24	moyenne $64^k.66$		$57^k.452$	1000 : 885.4
Température du plomb fondu environ 335°.	63.83 81.22	moyenne $72^k.5236$	56.554 64.408	$61^k.481$	1000 : 847.7

Quoique les résultats de ces expériences présentent quelques anomalies, on peut en déduire que la température de la fonte peut être portée jusqu'à celle du plomb fondu (environ 335°), sans que sa résistance soit sensiblement diminuée, et que cette résistance ne varie pas beaucoup avec la température, pourvu que la barre ne soit pas échauffée au point d'être rouge.

§ III. — RÉSISTANCE DES BARRES OU POUTRES EN FONTE PLACÉES DANS DES CIRCONSTANCES ORDINAIRES. — INSTANT OU L'ÉLASTICITÉ COMMENCE A ÊTRE ALTÉRÉE ET CONCLUSIONS ERRONÉES QUI ONT ÉTÉ DÉDUITES D'UNE ERREUR DANS LA DÉTERMINATION DE CET INSTANT.

C'est, comme en l'a dit précédemment, vers la détermination de la résistance des matériaux à un effort transversal que les recherches des observateurs ont été principalement tournées : c'est sans doute à cause de la facilité que l'on a à briser les corps par une pression transversale, comparativement aux autres procédés qui exigent de grands poids ou des machines compliquées, et souvent une grande attention pour les recherches théoriques.

Les recherches sur la résistance de la fonte F.A.C. et F.A.F. que l'auteur entreprit, de concert avec M. Fairbairn, pour l'Association britannique (dont les résultats sont insérés dans le sixième volume des mémoires de cette société) le conduisirent à faire un certain nombre d'expériences sur la résistance transversale des barres.

Dans ces expériences, dont la plupart ont été faites avant que les occupations de M. Fairbairn lui eussent permis de s'occuper de cette question, l'auteur employa des barres de fonte de $1^m.50$ de long et de $0^m.0254$ de côté en quarré. Ces pièces étaient posées sur des supports éloignés de $1^m.3524$ et rompues par des poids placés en leur milieu.

Les premières expériences de l'auteur sur la fonte de fer Caron, et particulièrement sur la qualité indiquée sous le nom de Buffery, l'avaient convaincu que l'élasticité des barres de fonte est altérée beaucoup plus tôt qu'on ne le supposait généralement. Il avait reconnu qu'au lieu que l'élasticité restât intacte jusque sous une charge égale au tiers ou même supérieure au tiers du poids causant la rupture (comme cela était généralement admis par les auteurs, entre autres par Tredgold), il suffisait d'un poids égal au cinquième de la charge de rupture et même inférieur pour altérer considérablement la forme de la barre et déterminer une flexion permanente. Supposant que cette altération devait croître de plus en plus, l'auteur était persuadé que ce changement ne se produisait pas immédiatement sous une charge donnée, mais qu'elle existait, quoique à un moindre degré, depuis la première période des expériences.

L'auteur fit part quelque temps après de ses observations et de ses convictions à M. Fairbairn, et après avoir examiné la question avec plus d'attention, on résolut de faire des expériences sur des barres plus longues que les précédentes pour rendre les altérations plus sensibles. A cet effet, on coula deux barres de fonte Carron n° 2, fabriquées à air chaud sur le même modèle de $2^m.10$ de long.

Ces poutres avaient la même section d'un bout à l'autre, section qui est représentée par la *fig.* 52. On les plaça sur des supports éloignés de $1^m.93$ et on les rompit au moyen de poids placés sur leur milieu.

La première avait la nervure tournée en dessous et, par suite, sa flexion presque tout entière ne pouvait avoir lieu que par l'extension de cette nervure; la seconde poutre avait la même nervure tournée par dessus et, par suite, sa flexion avait lieu par compression de la nervure.

Dans chacune de ces barres, les dimensions du rectangle AB étaient les mêmes et de $0^m.127$ sur $0^m.008$; dans la première, CD $= 0^m.0393$ et DE $= 0^m.0091$; dans la deuxième, CD $= 0^m.0396$ et DE $= 0^m.0093$.

Le tableau suivant donne les résultats des expériences.

Dans la première de ces expériences, on voit que l'élasticité a été sensiblement altérée avec une charge de $3^k.171$; dans la seconde, il a fallu une charge de $6^k.342$. Les poids causant la rupture étant $164^k.89$ et $507^k.36$: dans le premier de ces deux cas, une déformation semble être produite avec le 1/32 du poids causant la rupture; dans l'autre, le 1/80 seulement. Il résulte de là qu'il n'y a pas de charge, si petite qu'elle soit, qui ne puisse altérer l'élasticité.

Le rapport des poids causant la rupture dans les deux cas est celui de 1 à 3.07, ce qui montre qu'une poutre ayant la nervure en dessous supporte un effort moindre que le tiers de celui qu'elle supporterait si cette nervure était placée en dessus.

Le procédé employé par l'auteur pour observer le moment où l'élasticité d'une poutre chargée commence à être altérée était le suivant:

Lorsqu'une barre était placée sur les supports pour l'expérience, une règle droite était placée dessus ayant ses extrémités appuyées sur la barre elle-même au-dessus des points d'appuis. Les extrémités pouvaient glisser, ce qui rendait la règle susceptible d'être élevée ou abaissée; de

cette manière il était facile de l'amener à toucher aussi légèrement que possible une pièce de bois placée sur le milieu de la barre, on plaçait alors une chandelle du côté de la poutre opposé à celui où se tenait l'observateur et au moyen de sa lumière les distances les plus petites pouvaient être observées.

PREMIÈRE BARRE ROMPUE avec la nervure verticale en dessous. T			SECONDE BARRE ROMPUE avec la nervure verticale en dessus. ⊥		
Poids en kilogrammes.	Flèche en centimètres.	Flèche le poids étant enlevé.	Poids en kilogrammes.	Flèche en centimètres.	Flèche le poids étant enlevé.
3.171	0.038	Visible.	3.171	»	Invisible.
6.340	0.081	0.0025	8.340	0.0635	Visible.
9.510	0.117	0.005	9.510	0.114	0.0051
12.684	0.163	0.0102	12.684	0.165	0.0076
25.368	0.340	0.0127	25.368	0.340	0.0127
50.736	0.693	0.0508	50.736	0.686	0.0381
76.104	1.128	0.0880	101.472	1.473	0.147
101.742	1.570	0.147	152.208	2.273	0.257
126.840	2.061	0.238	202.944	2.109	0,394
152.208	2.62	0.330	253.680	4.028	0.597
164.892	Rupture.	»	304.416	5.042	0.838
	Flexion extrême : 2.89		355.152	6.121	1.245
			405.888	»	1.834
			458.624	10.518	2.642
			481.992	»	
			507.360	Rupture.	
				Flexion extrême : 12.70	
			Pendant la rupture, un coin de 7m.32 de long et de 2c.67 de haut se sépare de la pièce. Ce coin avait la forme *fig.* 48.		

Les résultats de ces expériences font voir que Tredgold est arrivé à des conclusions erronées relativement à la résistance considérable à la traction qu'il attribue à la fonte de fer ; cette erreur d'ailleurs rend erronés aussi plusieurs des nombres donnés dans le cours de l'ouvrage.

Les expériences d'où Tredgold a conclu qu'une poutre de fonte de fer de $0^m.0254$ en quarré et placée sur des supports distants de $0^m.87$ peut être chargée en son milieu d'un poids de 136 kilogrammes sans que son élasticité soit altérée, ne paraissent pas à M. Hodgkinson avoir été suivies

avec assez de soin pendant leurs diverses périodes pour servir de base à des conclusions certaines. Il est évident, d'après les expériences de M. Hodgkinson, que la force élastique des poutres essayées par Tredgold a dû être altérée par des charges bien inférieures à celle pour laquelle cet observateur constate une première altération de la poutre.

Tredgold, dans ses expériences, calcule la résistance directe de la fonte à l'extension d'après les résultats obtenus pour la résistance transversale. Il suppose, dans ses calculs, que la position de la ligne neutre reste fixe, et dans le milieu de la section rectangulaire ou circulaire de la poutre pendant tout le temps de l'expérience; il admet, en outre, que la résistance de deux éléments placés à égale distance de la ligne neutre est la même.

Il déduit de ce principe que la partie de la section de la barre soumise à la plus grande extension supporte une traction de 1 074 kilogrammes par centimètre quarré sans que son élasticité soit altérée. C'est ce nombre, plus grand que ce qui a été donné par les expériences pour la force capable de rompre par séparation violente plusieurs des pièces de fonte essayées directement, que Tredgold admet comme représentant la résistance directe de la fonte à l'extension, quand on ne dépasse pas les limites de sa force élastique.

Tredgold déduit encore de là que la plus grande extension qu'une barre de fonte puisse supporter sans altération de son élasticité est de 1/1204 de sa longueur.

De la comparaison des poids calculés nécessaires pour détruire l'élasticité d'un certain nombre de barres de fonte aux poids déterminant la rupture de ces barres, Tredgold conclut qu'un corps exige, pour être brisé, une force trois fois plus forte que celle qui détruit son élasticité, et par suite la résistance absolue de la fonte par centimètre quarré serait de 3 222 kilogrammes, c'est-à-dire plus de 3 tonnes.

Il calcule dans plusieurs cas la résistance extrême de la fonte à l'extension au moyen des poids produisant la rup-

ture par un effort transversal; il trouve ainsi que cette résistance varie entre 2 208 et 3 384 kilogrammes par centimètre quarré, la moyenne étant 3 132 kilogrammes ou à peu près trois fois le nombre 1 074 donné précédemment.

Les propres expériences de l'auteur, faites en brisant par arrachement vingt-cinq barres de fonte préparées avec grand soin avec de la fonte venant de diverses parties de l'Angleterre, de l'Écosse et du pays de Galles, ont donné pour moyenne 1t.159 par centimètre quarré, et dans un seul cas la résistance a dépassé 1t.30 par centimètre quarré.

D'après les principes admis par Tredgold, la position de la ligne neutre serait invariable pendant la flexion sous diverses charges. Or l'expérience démontre que la ligne neutre change de position à mesure que la charge augmente, et au moment de la rupture, on l'a trouvé fréquemment près du côté concave de la poutre.

Rarement on peut la découvrir dans les ruptures par pression transversale, mais on l'aperçoit souvent dans les pièces rompues par un choc, et alors elle est au 1/5 ou au 1/6 de la hauteur dans des barres rectangulaires, comme cela a été observé souvent par M. Hodgkinson, la plus petite partie étant comprimée.

Les expériences citées précédemment, et relatives aux colonnes en fonte, viennent jeter un nouveau jour sur la question; dans ces colonnes ou piliers, lors de la rupture, la ligne neutre est ordinairement bien définie; dans les plus longs piliers, ceux qui exigent les moindres poids pour être rompus, le rapport T : C entre la hauteur de la partie étendue et celle de la partie comprimée était, dans divers cas, 126/26, 145/36 et 120/37. Dans deux piliers rectangulaires ayant chacun 1m.54 de long et 0m.0381 de côté, l'aire de la partie comprimée était moindre que le septième (1/7) de la section entière.

Le poids nécessaire pour rompre les piliers mentionnés précédemment était très-petit comparé à celui qui aurait

été nécessaire pour les écraser sans flexion ; il était fort rare que lors de la rupture d'un pilier la partie comprimée de la section excède la partie étendue, quoique quelques-uns d'entre eux eussent supporté des pressions considérables.

Dans les plus grands piliers dont on a parlé précédemment, l'auteur pense que l'on peut considérer la position de la ligne neutre comme peu différente de ce qu'elle serait si le pilier avait été rompu transversalement comme une poutre ; la seule différence à faire entre les deux cas est que la partie comprimée comparée à la partie étendue est plus grande dans le pilier, les poids étant placés dessus d'un bout à l'autre, que dans les poutres.

On a vu que dans les colonnes dont il est question, l'épaisseur de la partie comprimée variait de 1/3 à moins de 1/6 de celle de la partie étendue ; dans une poutre la hauteur de la partie comprimée serait encore plus petite.

Dans les expériences sur la tension et la compression on a vu que, pour écraser la fonte de fer, il faut une force sept fois plus grande que pour la rompre par traction ; quelques expériences de l'auteur, non encore publiées, le portaient à croire que la ligne neutre dans une barre rectangulaire, au moment de la rupture, divise la section dans le rapport de 6 ou 7 à 1 ou à peu près. Cependant c'est avec défiance qu'il donne cette conclusion.

On appellera encore l'attention sur ce sujet après avoir donné les expériences de l'auteur sur la résistance transversale des poutres en fonte, ce qui fournira les données nécessaires pour comparer avec la résistance à la traction.

§ IV. — DÉTERMINATION EXPÉRIMENTALE DE LA RÉSISTANCE TRANSVERSALE DES BARRES UNIFORMES EN FONTE DE FER.

On va donner maintenant les résultats d'une série très-étendue d'expériences sur des barres rectangulaires de fonte de fer toutes fondues sur le même modèle et fabri-

quées avec toutes les natures de fonte de fer employées aux principaux travaux dans le Royaume-Uni.

L'auteur avait obtenu un grand nombre d'espèces de fer qui n'avaient pas été expérimentées dans les recherches mentionnées précédemment sur la résistance des fontes FAC et FAF. C'était là une bonne occasion pour déterminer les résistances relatives des principales fontes. M. Fairbairn entreprit donc ces expériences sur un grand nombre de fontes diverses dont on augmenta encore la variété par des mélanges de fers, de telle sorte que le nombre des expériences de M. Fairbairn et de l'auteur devint considérable.

Les expériences de M. Fairbairn ont été faites avec le plus grand soin, quelques-unes par l'auteur lui-même, telles que celles sur les fontes écossaises, et toutes avec les mêmes soins et les mêmes précautions.

Les résultats des expériences furent publiés dans les *Mémoires de Manchester* (t. VI, 2e série); mais on les donne ici sous une forme abrégée et ne présentant qu'une seule série d'expériences pour chaque genre de fer; chaque résultat de chaque série étant une moyenne entre les valeurs obtenues pour un même poids dans diverses expériences.

Toutes les bares étaient fondues sur le même modèle et avaient $1^m.50$ de long et $0^m.0254$ de côté (la section étant un quarré); elles étaient pendant les expériences placées sur des supports éloignés de $1^m.3524$ et chargées par des poids suspendus en leur milieu. A la suite de ces barres, on a placé des expériences faites sur des fontes de divers modèles, dont les dimensions et les sections ont été indiquées d'une manière spéciale.

Après qu'une barre avait été chargée, ce qui se faisait avec le plus grand soin et par additions successives de petits poids, les flexions étaient obtenues au moyen d'une longue échelle en forme de coin graduée sur le côté, de telle sorte que les distances les plus petites pouvaient être appréciées;

on déchargeait ensuite la barre, afin de mesurer l'altération d'élasticité.

Tous les résultats ont été réunis dans les tableaux suivants, où l'on a joint les expériences de M. Fairbairn à celles de M. Hodgkinson.

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
EXPÉRIENCES DE M. FAIRBAIRN.							
1° *Fontes anglaises.*							
1. Apedale iron, n° 2, Newcastle Staffordshire. F. A. C.	2.58	2.56	6.834	50.74	5.8	0.23	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 40.2
				82.45	12.3	0.58	
				107.81	17.1	1.14	
				133.18	22.3	1.93	
				158.55	28.12	2.79	
				183.91	34.5	4.11	
				199.77	39.0	»	
				206.115	rupture	»	
2. Adelphi iron, n° 2, Derbyshire. F. A. F.	2.62	2.37	6.974	13.59	2.65	+	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 43.3
				25.37	3.43	0.05	
				50.74	7.47	0.36	
				76.104	12.0	0.86	
				107.47	16.7	1.5	
				126.84	21.9	2.4	
				152.208	27.4	3.5	
				177.576	34.0	5.1	
				196.602	40.3	»	
				202.944	41.0	»	
				210.645	rupture	»	
3. Butterley iron, Derbyshire.	2.53	2.51	5.85	12.684	1.7	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 46.3
				25.368	3.4	0.05	
				57.078	8.4	0.38	
				82.446	12.9	0.97	
				107.814	17.8	1.63	
				133.182	23.2	2.52	
				158.550	29.0	3.7	
				183.92	35.0	5.2	
				202.944	41.5	»	
				209.286	43.6	»	
				216.927	rupture	»	
4. Eagle Foundry iron, n° 2, Staffordshire. F. A. C.	2.601	2.63	7.128	6.342	0.81	+	Moyenne de deux expériences, flexion extrême: 37.1
				25.37	3.45	0.07	
				50.74	7.1	0.33	
				76.104	11.2	0.76	
				101.472	15.6	1.3	
				126.84	20.3	2.0	
				152.208	25.6	2.9	
				177.576	31.1	4.0	
				190.260	34.2	»	
				202.944	rupture	»	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême:
Suite des expériences de M. FAIRBAIRN.							
5. Level iron, n° 1, Staffordshire. F. A. C.	2.57	2.57	6.932	25.37	3 5	+	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 38.10
				50.74	0.0	0.3	
				70.111	10.9	0.64	
				101.472	15.2	1.12	
				126.84	19.7	1.8	
				152.21	24.5	2.5	
				177.58	29.7	3.4	
				202.95	35.4	4.7	
				215.62	rupture	»	
6. Level iron, n° 2, Staffordshire. F. A. C.	2.62	2.75	7.114	25.37	2.3	0.3	Moyenne de trois experiences; flexion extrême: 33.4
				50.74	6.2	0.28	
				76.11	10.30	0.56	
				101.48	14.2	0.97	
				126.85	18.4	1.55	
				152 22	23.0	2.24	
				177.59	27.8	0.31	
				190.27	30.4	»	
				205.21	rupture	»	
7. Low Moor iron, n° 2, Yorkshire. F. A. F.	2.54	2.56	5.864	25.37	3.7	0.152	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 47.00
				50.74	7.7	0.33	
				82 85	13.3	1.17	
				107.81	18.4	1 88	
				123.18	24.0	2.82	
				158.56	30.4	4.14	
				183.92	37.0	6.0	
				200.12	45.3	»	
				210.65	rupture	»	
8. Milton iron, n° 1, Yorkshire. F. A. C.	2.69	2.65	7.438	19.03	2.6	+	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 36.50
				50.74	7.5	0.20	
				82.45	2.9	0.91	
				107.81	17.7	1.5	
				133.18	23.0	2.3	
				158.56	29.0	3.5	
				183.918	35.7	»	
				187.09	rupture	»	
9. Milton iron, n° 3, Yorkshire. F. A. C.	2.60	2.56	7.142	19.03	2.4	+	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 34.0
				25.37	3.2	+	
				37.08	7.5	0.3	
				82.45	11.2	0.7	
				107.82	15.2	1.14	
				133.18	19.6	1.75	
				158.56	24.2	2.46	
				183.92	29.4	3.48	
				199.78	32.9	»	
				204.31	rupture	»	
10. Elsicar iron, n° 2. F. A. F.	2.60	2.56	7.019	25.37	3.8	0.18	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 55.1
				57.08	9.4	0.60	
				82.45	14.5	1.52	
				107.82	20.2	2.34	
				133.18	27.0	3.84	
				158.56	34.60	5.51	
				183.92	43.4	8.1	
				202.94	30.6	10.6	
				213.82	rupture	»	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
Suite des expériences de M. FAIRBAIRN.							
11. Oldberri iron, n° 2. F. A. F.	2.67	2.56	7.262	13 60	1.6	+	Moyenne de deux expériences, flexion extrême: 43.8
				25.37	3.1	0 08	
				50.74	6.7	0.305	
				76.11	10.7	0.79	
				101.48	14.9	1.37	
				126.84	17.5	2.11	
				152.208	24.8	3.10	
				177.58	30.1	4.45	
				202.96	38.4	6.43	
				221.97	42 20	»	
				228.31	rupture	»	
12. Old Park iron, n° 2. F. A. F.	2.63	2.56	7.332	18.69	1.7	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 39.8
				25.37	3.5	»	
				50.74	8.9	0.400	
				76.11	10.8	0.740	
				101.48	15.2	1.32	
				126.85	19.8	2.03	
				152.21	20.9	2.82	
				177.58	30.4	4.04	
				196.61	34.8	»	
				209.29	38.4	»	
				215.63	rupture	»	
13. Horace Saint-Paul's Windmill End iron, n° 2, Staffordshire. F. A. F.	2.84	2.58	7.248	25.37	2 8	+	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 38.6
				50.74	5.9	0.10	
				79.28	9.7	0.48	
				104.65	13.3	0.89	
				130.02	17.1	1.37	
				155.38	24.1	1.98	
				180.75	28.4	2.74	
				206.12	32.2	3.73	
				234.49	37.9	5.48	
				240.996	rupture	»	
14. Ley's iron, n° 1, F. A. C.	2.58	2.57	6.907	12.69	2.2	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 47.7
				25.37	4.4	0.178	
				50.74	9.4	0.79	
				76.10	15.2	1.65	
				101.48	21.6	2.72	
				126.85	28.9	3.96	
				152.21	36.8	5.77	
				188 97	42.8	7.5	
				183.02	rupture	»	
15. Lane End iron, n° 2.	2.55	2.59	7.00	12.69	1.3	»	Moyenne de trois experiences; flexion extrême: 35.7
				25.37	3.6	»	
				50.74	6.9	0.25	
				76.11	11.3	0.84	
				101.48	15.5	1.02	
				126.85	19.8	1.45	
				152.21	24.6	2.03	
				177.58	29.6	2.72	
				198.87	34.0	»	
				207.02	rupture	»	
16. Carroll iron, n° 2. F. A. F.	2.63	2.57	7.388	25.37	2.1	+	Moyenne de deux expériences; flexion ext.: 30,1.
				50.74	5.8	0.2	
				57.08	6.6	0.254	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
Suite des expériences de M. FAIRBAIRN.							
Suite du n° 16. .	2.63	2.57	7.388	82.45	9.93	0.43	
				107.62	13.4	0.66	
				133.19	17 0	1.32	
				156.55	2[illegible].0	1.65	
				183.92	23.9	2.64	
				203.85	28.4	3.17	
				212.46	rupture	»	
17. Bierly iron, n° 2, Bradford Yorkshire.	2.60	2.63	»	12 69	1.55	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 30.3
				25.37	3 1	+	
				50.74	6.6	0.28	
				76 11	9.8	0.53	
				101.46	13.5	0 99	
				126 84	17.5	1.52	
				152.21	21.7	2.18	
				177.58	26.3	3.05	
				190 27	28 9	»	
				198.67	rupture	»	
18. W. S. S. iron, n° 2, Staffordshire.	2.57	2.56	»	12.69	1.75	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 33.6
				25.37	3.5	0.05	
				10.74	7.2	0.3	
				76.11	11.3	0.66	
				101.48	15 4	1.07	
				126.84	20.0	1 57	
				152.21	25.1	2.26	
				173.50	29.4	2.89	
				186.19	32.1	»	
				193.43	rupture	»	
19. Coltham. B. F. iron, n° 1. F. A. C.	2.56	2.56	»	12.69	1.7	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 38.2
				25.37	3.4	+	
				50.74	6.8	0.36	
				76.104	10.6	0.71	
				101.48	14.9	1.17	
				126.85	19.2	1.73	
				152 21	23.9	2.46	
				177.58	28.9	3.35	
				198.67	33.5	4.17	
				207.02	35.4	»	
				219 71	rupture	»	
20. Corbin's Hall, n° 2, Dudley, Staffordshire.	2.61	2.60	»	12.69	1.75	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 41.7
				25.37	3.5	+	
				50.74	7.3	0 36	
				76.104	11.8	0.90	
				101.48	16.6	1 57	
				126.65	21.5	2 24	
				152 21	26.9	3.10	
				177.58	32.9	4.34	
				202 95	39 8	5.94	
				207.02	41.0	»	
				210 20	rupture	»	
21. Wall-Brook iron n° 2, Dudley Worcestershire.	2.60	2.62	»	12.69	1.56	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 35.4
				25.37	3.17	0.76	
				50.74	6.4	0.33	
				76.11	10.2	0.71	
				108.48	14.1	1.24	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
Suite des expériences de M. FAIRBAIRN.							
	2.60	2.62	»	126.85	16.3	1.80	
				152.21	22.9	2.61	
				177.58	26.6	3.50	
				207.02	33.1	»	
				210.20	rupture	»	
22. Oldberry iron, n° 3, F. A. C. (patent iron), Shropshire.	2.55	2.54	»	12.69	1.29	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 24.3
				25.37	2.54	+	
				50.74	4.9	+	
				76 11	7.3	0.15	
				101.46	9.9	0.25	
				126.85	12.5	0.36	
				152 21	15.1	0.46	
				177.576	17.6	0 66	
				209.95	20.4	0.79	
				226.32	23.3	1.00	
				236.92	24.3	1.10	
				247.34	rupture	»	
23. Eisicar iron, n° 1, F. A. C.	2.63	2.61	7.075	25.57	3.55	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 37.1
				50.74	7.00	0.51	
				76.104	10.80	0.96	
				101.48	15.00	1.37	
				126.85	19.3	1.91	
				152.21	24.1	2.59	
				177.56	29.2	3.42	
				202.95	34.4	4.47	
				215.63	rupture	»	
2° Fontes écossaises.							
1. Carron iron, n° 6. F. A. F.	2.55	2.55	»	12.69	1.75	+	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 33.6
				25.57	3.45	0.127	
				50.74	6.6	0.279	
				76.11	10.6	0.61	
				106.46	14.6	1.09	
				126.65	16.6	1.66	
				152.22	24.4	2 39	
				177.58	28.3	3.26	
				194.34	31.6	»	
				203.85	rupture	»	
2. Carron iron, n° 3. F. A. C.	2.53	2.56	»	12.69	1.7	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 34.5
				25.37	3.3	+	
				50.74	6 3	0.55	
				76.11	9.65	0 26	
				108.48	13.2	6.50	
				126.65	6.9	0.89	
				152.22	20.5	1.32	
				177.59	24.7	1.91	
				202.95	29.0	2.6	
				219.71	32.0	»	
				235.57	rupture	»	
3. Muirkirk iron, n° 1. F A. F.	2.62	2.58	»	12.69	1.6	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 42.7
				25.38	3.6	+	
				50.74	7.2	6.26	
				76.11	11.3	0.71	
				101.48	15.6	1.29	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
Suite des expériences de M. FAIRBAIRN.							
	2.62	2.58	»	126.85	20.7	2.05	
				152.21	26 1	3.07	
				177.56	32.0	4.37	
				202.95	39.0	8.46	
				218.99	rupture	»	
4. Muirkirk iron, n° 1. F. A. C.	2.59	2.60	»	12.69	1.9	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 41.7
				25.38	3.86	+	
				50.74	7.77	0.28	
				76.11	12.1	0.71	
				101.46	16.6	1.29	
				126.85	21.4	2.05	
				152 21	26.9	3.07	
				177.56	33.2	4.37	
				190.27	36.8	6.48	
				201.14	rupture	»	
5. Gartsherrie iron, n° 3. F. A. C.	2.59	2.60	7.019	12.69	1.6	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 36.8
				25.38	3.66	+	
				50.74	7 4	0.46	
				76.11	11.7	0.66	
				101.46	16 2	1.42	
				126.85	20.9	2.65	
				152.21	26.2	2.90	
				177.58	31.9	3.94	
				202.95	37.9	5.31	
				206.12	rupture	»	
6. Dundyvan iron, n° 3. F. A. F.	2.57	2.59	7.131	12.69	1.7	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 37.0
				25.38	3.4	+	
				50.74	6.5	0.20	
				76.11	10 7	0 53	
				101.48	14.7	0.96	
				128.85	18.9	1.50	
				152.21	23.7	2.26	
				177.58	28.8	3 20	
				202 12	34.5	4.50	
				214.73	rupture	»	
7. Menkland iron, n° 2. F. A. C.	2.58	2.53	6.907	50.74	8.76	0.56	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 44.1
				57.08	9.90	0.69	
				62.45	15 19	1.29	
				107.82	21.00	2.11	
				133.16	27.3	3.00	
				153.55	34.5	4.42	
				163.92	43.0	8.93	
				187.09	rupture	»	
3° Fontes galloises.							
1. Blaina iron, n° 3, Monmouthshire. F. A. F.	2.84	2.59	»	12.69	1.8	0.15	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 42.2
				25.37	3 4	0.48	
				50.74	6.9	0.69	
				76.11	10 9	1.50	
				101.47	15.4	2.36	
				107.82	20.1	3.58	
				152.21	25.6	5.00	
				177.56	31.3	7.37	
				202.95	38.9	»	
				215.83	rupture	»	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
Suite des expériences de M. FAIRBAIRN.							
2. Plaskynaston, n° 2. F. A. C.	2.56	2.555	»	12.69	1.96	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême; 34.4
				25 37	3.9	0.18	
				50.74	8.1	0.53	
				76.11	12.96	1.02	
				101.48	17.9	1.63	
				126.85	23.2	2.34	
				152.21	28.9	3.20	
				168.97	33 0	3.89	
				175.32	rupture	»	
3. Pant iron, n° 2.	2.68	2.61	»	12.69	1.6	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême; 30.7
				25.37	3.1	0.18	
				50 74	8.9	0.56	
				76.11	10.1	0.64	
				101.47	13.8	1.07	
				167.21	17.8	1.50	
				162.21	21.9	1.93	
				177.58	26 3	2.54	
				194.34	29.3	2 97	
				202.95	rupture	»	
4. Beaufort iron, n° 2. F. A. C.	2.63	2.62	7.248	12.69	1.4	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 37.1
				25.37	2.9	»	
				50.74	5.97	0.20	
				76.10	9.2	0.43	
				101.47	12.6	0.76	
				126.85	16.3	1.24	
				152.21	20.2	1.85	
				177.58	24.5	2.62	
				202.95	29.1	3.45	
				224.24	32.0	4.65	
				232.39	34 3	5.26	
				241.00	rupture	»	
5. Beaufort iron, n° 3. F. A. C.	2.75	2.58	7.374	12.69	1.3	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 37.6
				25.37	2.3	+	
				57.06	5.9	0.10	
				62.45	8.8	0.30	
				107.82	11.9	0.61	
				133.18	15.0	0.96	
				158.55	18.4	1.42	
				183.92	22.1	1.98	
				209.29	26.1	2.69	
				234.66	30.5	3.61	
				260.02	35.3	5.00	
				266.36	36.6	5.41	
				271.35	rupture	»	
6. Maesteg iron, n° incertain (Marqué blanc). Glamorganshire.	2.64	2.61	7.248	12.69	1.6	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 47.6
				25.37	3.3	+	
				50.74	6.9	0.33	
				76.11	10.9	0.76	
				101.48	15.5	1.42	
				126.84	20.7	2.29	
				152.21	26 0	3.56	
				177.58	32.1	4.85	
				204.95	39 0	6.96	
				228.32	47.8	10.54	
				228.32	(a)	»	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
Suite des expériences de M. FAIRBAIRN.							
7. Maesteg iron, n° incertain (marqué rouge), Glamorganshire.	2.61	2.57	7.019	12.69	1.8	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 46.7
				25.37	3.6	+	
				50.74	7.3	0.25	
				79.28	12.7	1.12	
				104.65	17.7	1.91	
				130.00	22.9	2.97	
				155.36	29.7	4.72	
				180.75	36.6	7.09	
				206.12	44.6	9.65	
				212.46	rupture	»	
8. Pontypool iron, n° 2.	2.65	2.59	7.231	12.69	1.6	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 45.2
				25.37	3.4	0.13	
				50.74	7.4	0.51	
				76.11	11.6	0.97	
				101.46	26.3	1.65	
				120.85	21.3	2.46	
				152.21	25.5	3.61	
				177.58	32.7	5.18	
				202.95	39.9	7.52	
				209.29	41.9	»	
				220.16	rupture	»	
9. Varleg-hill iron, n° 2, Galles du Nord. F. A. C.	2.58	2.56	7.103	50.74	7.0	0.28	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 36.1.
				57.08	7.9	0.38	
				82.45	12.1	0.61	
				107.82	16.5	1.45	
				133.19	21.3	2.16	
				156.56	26.5	6.12	
				177.58	31.0	4.29	
				190.27	34.4	5.21	
				196.61	rupture	»	
10. Pentwyn iron, n° 2.	2.67	2.60	7.246	12.69	1.4	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 35.8
				25.37	2.9	+	
				50.74	6.1	0.20	
				76.11	9.4	0.46	
				101.48	13.1	0.76	
				126.84	17.1	1.22	
				152.21	21.4	1.67	
				177.58	26.0	2.57	
				202.95	31.0	3.56	
				221.98	35.2	»	
				225.14	rupture	»	
11. Bute iron, n° 1. F, A. F.	2.61	2.60	7.106	12.69	1.8	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 43.6
				25.37	3.8	+	
				50.74	6.7	0.25	
				76.11	10.6	0.56	
				101.48	14.7	1.07	
				126.84	19.0	1.70	
				152.21	23.6	2.51	
				177.58	26.7	3.38	
				202.95	34.5	4.70	
				228.31	41.0	6.55	
				232.39	42.2	»	
				241.90	rupture	»	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
Suite des expériences de M. FAIRBAIRN.							
12. Brimbo iron, n° 2. F. A. F.	2.59	2.598	7.215	12.69	1.7	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 43.5
				25.87	3.4	0.05	
				50.74	6.9	0.36	
				76.11	11.2	0.84	
				101.47	15.6	1.47	
				126.85	20.4	2.24	
				152.21	25.6	3.15	
				177.58	31.2	4.37	
				202.95	37.5	6.02	
				215.63	41.0	»	
				225.14	rupture	»	
13. Coed-Talon iron, n° 2. F. A. F.	2.66	2.59	7.246	12.69	1.6	+	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 35.6
				25.36	3.1	»	
				54.82	7.3	0.36	
				72.03	9.8	0.64	
				86.79	12.6	0.91	
				114.16	18.6	1.55	
				139.53	21.3	2.11	
				190.27	31.5	4.29	
				196.87	33.6	4.83	
				207.02	rupture	»	
14. Coed-Talon iron, n° 2. F. A. C.	2.70	2.55	7.167	12.69	1.7	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 45.0
				25.38	3.3	0.13	
				57.06	8.3	0.69	
				82.45	12.8	1.37	
				107.82	17.8	2.21	
				133.16	23 1	3.10	
				158.55	29.2	4.50	
				183.92	36.2	6.48	
				202.95	42.0	6 43	
				206 12	43.4	»	
				210 65	rupture	»	
15. Coed-Talon iron, n° 3. F. A. E.	2.56	2.57	»	12.69	1.6	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême; 38.6
				25.38	3.1	+	
				50.74	6.2	0.28	
				76.11	9.6	0.51	
				101.47	13.1	0.84	
				126.85	16.7	1.22	
				152.21	20.5	1.68	
				177.58	24.5	2.26	
				202.95	28.9	2.95	
				228 32	35.5	3.96	
				247.34	37.4	»	
				253.68	rupture	»	
16. Coed-Talon iron, n° 3. F. A. C.	2.56	2.55	»	12.686	1.626	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 39.80
				25.372	3.708	0.102	
				50.744	7.442	0.273	
				76.116	11.532	0.610	
				101.486	15.646	0.991	
				126.66	19 964	1.448	
				152.208	24.58	1.958	
				177.576	29.36	2.565	
				202.964	34.54	3.454	
				215.628	37.31	»	
				228.312	rupture	»	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
Suite des expériences de M. FAIRBAIRN.							
17. Fonte de Ponkey iron, n° 3. F. A. F.	2.58	2.60	7.25	12.688	1.422	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 45.46
				25.372	3.048	+	
				50.744	8.121	0.254	
				76.116	9.474	0.508	
				101.448	13.08	0.787	
				126.88	16.69	1.219	
				152.208	20.50	1.727	
				177.576	24.69	2.388	
				202.964	29.26	3.200	
				228.312	34.24	4.343	
				253.88	39.93	5.818	
				257.717	40.97	»	
				269.535	rupture	»	
16. Frood iron, n° 2. F. A. F.	2.57	2.58	6.98	12.686	1.854	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 45.67.
				25.372	3.657	+	
				50.744	7.57	0.4	
				76.116	11.94	0.81	
				101.488	16.89	1.42	
				126.68	21.77	2.26	
				152.208	27.64	3.33	
				177.578	34 06	4.76	
				202.964	41.63	6.93	
				207.021	42.98	»	
				216.534	rupture	»	
4e Fontes galloises anthracites.							
1. Yniscedwyn anthracite. F. A. C.	2.60	2,57	7.01	12.686	1.83	+	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 43.00
				25.372	3.73	0.235	
				50.744	7.80	0.457	
				101.448	16.51	1.62	
				152.208	26.77	3.28	
				202.964	39.24	6.35	
				208.384	40 67	»	
				216 081	rupture	»	
2. Yniscedwyn anthracite, n° 2. F. A. C.	2.60	2.58	7.14	12.686	1 63	»	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 38.0
				25.372	3 35	+	
				50.744	6.88	0.33	
				101.448	14.17	0.99	
				152.208	22.25	1.654	
				202.984	31 52	3.530	
				219.705	34.70	»	
				228.312	36.60	»	
				234.654	rupture	»	
3. Yniscedwyn anthracite iron, n° 3. F. A. C.	2.38	2.57	7.06	12.686	4.60	+	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 36.07
				25.372	3.20	0.10	
				50.744	6.53	0.254	
				101.448	13.82	0.74	
				152.208	21 69	1.60	
				202.984	30.40	2.82	
				228.312	35.18	3.72	
				243.714	rupture	»	
4. Ystalyfera anthracite iron, n° 1. F. A. C.	2.62	2.67	7.17	12.886	1.88	+	Moyenne de trois expériences; flexion extr.: 55.40.
				25 372	3.69	0.23	
				50.744	8.38	0.81	
				101.448	18.77	2.51	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres	OBSERVATIONS et flexion extrême.
Suite des expériences de M. FAIRBAIRN.							
	2.62	2.67	7.17	252.266	31.95	5.33	
				186.183	43.03	»	
				202.964	49.38	11.63	
				207.021	51.03	»	
				218.799	rupture	»	
5. Ystalyfera anthracite iron, n° 2. F. A. F.	2.61	2.64	7.08	12.686	1.63	0.051	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 44.25
				25.372	3.40	0.152	
				50.744	7.14	0.635	
				101.488	15.82	1.73	
				186.183	25.93	3.73	
				202.964	38.10	6.66	
				215.828	41.68	»	
				224.25	rupture	»	
6. Ystalyfera anthracite iron, n° 3. F. A. C.	2.59	2.64	7.11	12.886	1.66	+	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 45.52
				25.372	3.51	0.13	
				50.744	7.54	0.38	
				101.488	16.71	1.24	
				188.183	27.05	2.72	
				202.964	39.37	5.49	
				224.235	rupture	»	
RÉSULTATS MOYENS DES EXPÉRIENCES DE M. HODGKINSON.							
5° Barres rectangulaires de fontes anglaises.							
1. Buffery iron n° 1, Birmingham. F. A. C.	2.55	2.58	7.02	50.744	8.03	0.36	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 41.83
				101.488	17.45	1.17	
				152.208	29.21	2.95	
				177.576	36.07	4.65	
				186.183	38.61	5.36	
				202.038	rupture	»	
2. Buffery iron, n° 1. F. A. F.	2.56	2.59	7.02	50.744	7.06	0.20	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 39.12
				101.488	15.32	1.118	
				152.20	24.99	2.44	
				177.576	30.88	3.61	
				202.964	36.83	5.06	
				215.828	rupture	»	
3. Low Moor iron, n° 3, Yorkshire, F. A. F.	2.55	2.54	»	12.686	1.65	0.025	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 49.35
				25.372	3.63	0.127	
				50.744	7.98	0.64	
				101.488	17.81	4.32	
				152.208	30.12	6.80	
				177.578	37.62	9.65	
				202.984	48.38	»	
				211.551	rupture	»	
4. Barre rectangulaire d'un mélange de fonte employé sur le chemin de fer de Liverpool et Leeds, à Salford.	2.62	2.60	7.17	12.666	1.397	+	Une seule expérience.
				25.372	3.30	augmentation.	
				50.744	7.37	0.64	
				101.488	16.00	1.78	
				152.208	39.37	3.56	
				177.576	46.48	5.64	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
1° Barres rectangulaires de fontes écossaises.							
5. Carron iron, n° 2, fondue au coke. F. A. C.	2.55	2.55	6.94	7.248	0.94	visible.	Moyenne de trois expériences; flexion extrême. 38.32
				10.419	1.32	»	
				13.59	1.75	0.025	
				25.372	3.33	0.051	
				50.744	6.83	0.203	
				101.488	14.78	0.914	
				152.208	23.70	2.184	
				202.964	34.24	4.420	
				212 457	rupture	»	
6. Carron iron, n° 2, fondue au coke. F. A. C.	2.61	2.58	7.14	7.248	0.84	visible.	Moyenne de trois expériences; flexion extrême: 32.46
				13.59	1.575	»	
				25.372	2.972	0.076	
				50.744	5.842	0.152	
				76.118	9.093	0 305	
				101.448	12.45	0.559	
				126.860	15 77	0.864	
				152.208	19.35	1.346	
				177.576	23.19	1.905	
				202.964	27.25	2.667	
				231.483	rupture	»	
7. Devon iron, n° 3, fondue à la houille. F. A. C.	2.55	2.55	»	50.744	3.88	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 27.43
				76.118	7.49	0.051	
				101.488	10.29	0.203	
				126.860	12.83	»	
				152.208	15.62	0.508	
				177.576	18.54	»	
				202.984	21.46	1.143	
				228.312	24.89	»	
				244.167	27.18	»	
				247.338	rupture	»	
8. Devon iron, n° 3, fondue au coke. F. A. F.	2.54	2.54	»	50.744	3.88	»	Moyenne de deux expériences; flexion extrême: 20.07
				76.116	7.42	»	
				101.488	10 03	»	
				126.860	12.57	»	
				152.208	14.99	1.02	
				177.576	17.53	»	
				202.964	18.80	»	
				208.964	rupture	»	
9. Carron iron, n° 2, barres fondues à la dimension de 0.032 de côte et réduite au milieu à 0m.026.	2.58	2.59	»	50.744	»	0.152	Moyenne de quatre expériences, deux sur la fonte F. A. C. et deux sur celle de F. A. F.
				63.430	»	0 254	
				76.118	»	0.559	
				88.788	»	0.762	
				101.488	»	1.092	
				152.208	»	2.999	
				177.578	»	4.140	
				202 964	»	5.588	
				215.628	»	»	
10. Carron iron, n° 2.	2.62	2.60	21.08	490.146	2.24	0.051	Moyenne de deux expériences : une sur F. A. C. une sur F. A. F, flexion extrême : 10.31
				808.379	2.77	0.102	
				727.065	3.40	0.152	
				845.298	4.06	0.203	
				963.078	4.78	0.279	
				1081.784	5.49	0.356	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
Suite des expériences de M. HODGKINSON.							
	2.61	2.58	7.14	1199.997	8.25	0.457	
				1316.230	7.01	0.800	
				1436.918	7.65	0.782	
				1555.149	8.89	0.940	
				1673.382	9.60	1.219	
				1782.170	rupture	»	
11. Carron Iron, n° 2.	12.64	2.60	35.23	2236.006	2.72	10.154 à peu près.	Moyenne de trois expériences, deux sur la fonte F. A. C., et une sur celle F. A. F.; flexion extrême : 6.73.
				2857.751	3.30	0.254	
				3079.494	3.89	0.381	
				3501.690	4.62	0.508	
				3925.886	5.28	0.508	
				4345.829	5.77	0.762	
				4684.994	rupture	»	
Barres de fonte écossaise. Carron n° 2.							
12. La section de cette barre est un triangle isocèle; la base a 0m.057 et chaque côté 0m.0508; elle a été rompue étant posée le sommet en bas (*fig.* 53).	»	»	»	50.744	1.78	»	Moyenne de trois expériences, deux sur la fonte F. A. C. et une sur celle E. A. F.; flexion extrême : 15.75.
				76.118	2.69	»	
				101.488	3.68	0.127	
				152.208	5.77	0.254	
				202.964	8.05	0.506	
				253.68	10.87	1.016	
				294 416	13 48	»	
				346.998	rupture	»	
13. Barre semblable à la précédente et limée à la grosseur exacte, mais diminuée de 1/10 de son épaisseur au sommet. Elle a été rompue le sommet étant dessous (*fig.* 54).	»	»	»	50.744	1.83	»	Moyenne de deux expériences, une sur la fonte F. A. C. et une sur celle F. A. F.; flexion extrême : 14.73
				76.116	2.79	0.051	
				101.488	3.81	0.076	
				152.208	5.97	0.152	
				202.964	8.38	0.356	
				253.58	10.92	0.762	
				298.074	13.21	»	
				318.006	rupture	»	
14. Barre uniforme de la section ci-contre T rompue avec la nervure verticale en dessous.	»	»	»	50.744	4.95	»	Moyenne de deux expériences, la 1re sur la fonte F. A. C., la 2e sur celle de F. A. F.; flexion extr. : 13 72.
				78.116	7.75	0.33	
				88.788	9.27	»	
				101.488	10.80	0.64	
				114.158	12.57	1.02	
				123.669	rupture	»	
15. Barre semblable à la précédente, mais rompue avec la nervure verticale en dessus 1.	»	»	»	50.744	5.207	»	Moyenne de deux expériences, l'une sur la fonte de F. A. C., l'autre sur celle de F. A. F.; flexion extr. : 81.05. La rupture a eu lieu par séparation d'un coin dans la forme (*fig.* 55).
				101.488	10.18	0.508	
				126.880	12.70	0.635	
				152.208	15.24	»	
				177 576	18.18	1.651	
				202.964	21.08	»	
				253.68	28.07	4.191	
				294.466	38.32	»	
				355.152	46.74	»	
				405.886	61.80	»	
				450.282	77.47	»	
				459.795	rupture	»	

DÉSIGNATION des espèces de fonte.	Hauteur de la barre. Centimètres.	Largeur de la barre. Centimètres.	Poids de la barre. Kilogrammes.	Poids dont la barre a été chargée. Kilogrammes.	Flèche en millimètres.	Flèche subsistant après que les poids étaient enlevés. Millimètres.	OBSERVATIONS et flexion extrême.
Suite des expériences de M. HODGKINSON.							
18. Barre plus grande, du modèle de celles citées à la page 56, rompue la nervure verticale en dessus 1	»	»	»	25.372	2.845	»	Moyenne de deux expériences; la résistance entre les supports était de 1m.682; flexion extrême : 120.83. La rupture a eu lieu par extension, mais sans qu'il y ait eu séparation d'un coin.
				50.744	6 045	0.358	
				101.488	12 649	0.338	
				152 208	19.71	1.829	
				202.984	28.67	2.896	
				253.68	35.58	4.597	
				294.416	43.89	6.629	
				355.152	53.90	10.084	
				405.888	64.57	15.037	
				456 624	79.50	22.15	
				507.360	98.86	32.39	
				532.728	108.97	»	
				558.096	rupture.	»	

Remarques sur les expériences résumées dans les derniers tableaux. — Le but qu'on se proposait dans chacune de ces expériences était d'obtenir : 1° les flexions d'une poutre sous une charge qu'on augmentait graduellement par des poids égaux ; 2° la perte d'élasticité ou flexion permanente (*set*) rendue évidente par l'écart de la poutre de sa forme primitive, après que les poids dont on l'a chargée sont enlevés.

Comme les poutres étaient généralement rompues, la flexion au moment de la rupture ne pouvait pas être obtenue directement; cette flexion était ordinairement calculée, par chaque expérience, au moyen du poids produisant la rupture et du dernier poids pour lequel on avait mesuré la flexion et précédant immédiatement la rupture.

Quelques-unes des expériences ont été faites sur de la fonte Carron n° 2 obtenue à air chaud ou froid, et comme les résistances transversales de ces deux espèces de fontes sont dans le rapport de 99 à 100, d'après les résultats d'un grand nombre d'expériences, on peut considérer la fonte Carron n° 2 comme ayant la même force, qu'elle soit fabriquée à l'air chaud ou à air froid.

Quelques-unes des expériences ont été faites pour vérifier les conclusions admises pour la résistance des matériaux, on va les indiquer.

Les expériences n° 5 et n° 6 ont été faites sur des barres un peu plus grosses que $0^{mq}.0254$; les barres des n°s 10 et 11 avaient à peu près la même longueur, mais leurs hauteurs sont respectivement à peu près $0^{m}.0762$ et $0^{m}.1270$.

Les longueurs de ces poutres étant donc représentées par 1, leurs hauteurs pourront être représentées par 1, 3 et 5. Il en résulte que leurs résistances doivent être comme les nombres 1, 9 et 25, c'est-à-dire comme les quarrés des épaisseurs.

Or la résistance moyenne des barres n°s 5 et 6 est représentée par 222 kilogrammes. Mais ces poutres ayant un peu plus de $0^{m}.0254$ de côté, il convient de prendre le résultat réduit à une section de 1 centimètre quarré; la moyenne des résistances de cinq barres de fonte FAC et cinq barres de fonte FAF est 33 kilogrammes par centimètre quarré.

Ce nombre, multiplié par 9 et 25, donne pour les résistances des barres de 3 et 5 centimètres de hauteur 297 et 825 kilogrammes.

Mais les barres n°s 10 et 11 ont une surface de $0^{mq}.20$ et $0^{mq}.33$ et leurs résistances sont respectivement 1 763 et 4 665 kilogrammes; si on les réduit à 3 et 5 centimètres quarrés, on aura pour leurs résistances 264 et 707 kilogrammes.

Or ces nombres étant respectivement plus petits que 297 et 825, on voit que la résistance des barres de même longueur et largeur varie dans un rapport un peu inférieur à celui du quarré de leurs épaisseurs. L'auteur dans ses calculs suppose les résistances proportionnelles aux aires.

On avait avancé que si l'on retranchait extérieurement une certaine partie de l'épaisseur d'une barre de fonte, la

partie réduite serait moins forte qu'une barre fondue à la même dimension que cette partie réduite, mais ayant conservé son enveloppe naturelle.

Or, si l'on compare les résultats de l'expérience n° 9 avec ceux des expériences 5 et 6, on voit que la diminution de résistance, s'il y en a une, est très-faible.

Emerson, dans sa *Mécanique*, a émis l'assertion suivante : Si ayant pris une poutre de la forme d'un prisme trangulaire qu'on en retranche par un plan parallèle à la base une épaisseur de 1/9 de sa hauteur à partir du sommet, la poutre ainsi modifiée et diminuée présentera plus de résistance que quand elle était entière ; on suppose, pour que ce résultat ait lieu, que la matière est incompressible.

Tredgold (art. 118), en partant de l'hypothèse d'extension et compression égales pour des forces égales, trouve aussi que si l'on enlève d'une poutre du côté du sommet 1/10 de son épaisseur, elle aura alors sa plus grande résistance.

Les expériences n°s 12 et 13 ont été faites pour montrer combien ces assertions sont peu exactes ; il en résulte, en effet, que la poutre tronquée diminuée de 1/10 de son épaisseur au lieu d'offrir plus de résistance que la poutre qui aurait le triangle entier pour base en offre moins qu'elle, et que la diminution de force est dans le rapport de 351 à 383.

L'objet des expériences n°s 14 et 15 est principalement de montrer que les poutres en fonte varient de résistance suivant qu'on les place d'une façon ou d'une autre, et qu'elles peuvent porter, ayant leur nervure verticale en haut, plusieurs fois le poids qu'elles portaient l'ayant en bas.

Dans ces expériences le rapport de la résistance dans les deux cas est comme 1 015 est à 273 ou comme 4 est à 1.

L'expérience n° 16 avait en partie le même but que celles décrites précédemment, page 56.

Altération de l'élasticité ou flexion permanente. — Dans toutes les expériences précédentes sur les barres rectangulaires, la perte d'élasticité, mesurée par la flexion qui subsiste après que les poids sont enlevés, a été mesurée avec soin.

Pour montrer la loi qui règle cette perte d'élasticité, l'auteur a résumé toutes les valeurs correspondantes à des poids égaux pour des natures différentes.

Il obtint ainsi les résultats suivants :

Poids dont les barres étaient chargées.	k. 25.37	k. 50.74	k. 76.11	k. 101.48	k. 126.89	k. 152.28	k. 157.77	k. 202.96
1re série.								
Moyenne des flexions permanentes. Ou *sets* de 19 espèces de fonte (*a*).	»	c. 0.031	c. 0.066	c. 0.114	c. 0.175	c. 0 254	c. 0.356	c. 0.497
La formule $x = \frac{12P^2}{100\,000\,000}$ donne. .	»	0.030	0.064	0.114	0.177	0.254	0.349	0.453
Où x représente la flexion permanente en centim. et P le poids dont la poutre est chargée en kil. (*b*).	différ.	— 0.001	— 0.002	0.000	+ 0.002	0.000	— 0.007	— 0.044
2e série.								
Moyenne des flexions permanentes. Ou *sets* de 12 espèces de fonte.	0.009	0.032	0.071	0.124	0.193	0.277	0.399	»
La formule $x = \frac{11P^2}{100\,000\,000}$ donne. .	0.008 différ.	0.031	0.0694	0.124	0.193	0.277	0.380	»
x et P comme ci-dessus (*c*).	— 0.001	— 0.001	— 0.0016	0.000	0.000	0.000	— 0.019	»

(*a*) Les coefficients dans cette table ont été modifiés par le traducteur.

Les formules de l'auteur sont, dans le premier cas, $x = \frac{W^2}{642}$, et, dans la deuxième, $x = \frac{W^2}{328}$.

x est exprimé en pouces et W en demi-quintaux anglais (le quintal vaut 112 l. anglaises ou $50^k.74$). La plus petite différence est de $0^P.0005$ ou $0^m.000013$ et la plus grande $0^P.009$ ou $0^m.0023$, et cette différence n'est nulle que pour trois cas.

(*b*) Cette première série comprend les fontes suivantes :

Fonte n° 1.		*Fonte n° 2.*		*Fonte n° 3.*	
Elsicar.	F.A.F.	Corbin's hall.	»	Carron.	F.A.C.
Muirkirk.	F.A.F.	Beaufort.	F.A.C.	Gartsherrie.	F.A.C.
Bute.	F.A.F.	Penlwyo.	»	Dundyvan.	F.A.F.
		Frood.	F.A.C.	Cned-Talon.	F.A F.
		+ Oldberry.	F.A.F.	Ponkay.	F.A.F.
		+ Pentypool.	»	Maesteg, n° inconnu. .	»
		+ Brimbo.	»	+ Blaina.	F.A.F.
		+ Cerrnu.	F.A.F.	+ Coed-Talon.	F.A.C.

(*c*) La 2e série comprend les six espèces de fonte de la 1re série marquées d'un + et les six suivantes :

Fonte n° 1.	*Fonte n° 2.*		*Fonte n° 3.*	
»	Adelphi.	F.A.F.	Walbrook.	»
»	Eagle-Foundry.	F.A.C.	Carroe.	F.A.F.
»	Lavel.	F.A.C.		
»	Pant.	»		

Si l'on compare dans ce tableau les pertes d'élasticité observées et celles calculées, on voit qu'elles s'accordent sensiblement (la plus grande différence n'est que de $0^m.00044$); on peut donc dire que les pertes d'élasticité ou flexions permanentes (*sets*) sont proportionnelles aux quarrés des poids, ou que la perte d'élasticité est l'abscisse d'une parabole dont le poids est l'ordonnée.

Ainsi, il n'y a donc pas de charge, si faible qu'elle soit, qui n'altère l'élasticité de la fonte de fer.

Dans toutes les expériences dont les résultats ont été précédemment donnés, les poids agissaient sur la poutre dans une direction verticale; et le poids même de la poutre, indépendamment de la charge qu'on lui fait supporter, a une petite action sur la flexion de la pièce. Les flexions données dans les tableaux sont mesurées à partir de la position que la poutre prenait naturellement sous l'influence de son propre poids.

Cette manière d'opérer introduisait une erreur qui, quoique petite (la résistance de la fonte étant très-considérable par rapport à son poids), devait cependant être évitée autant que possible, surtout lorsque le but des expériences est, non-seulement de prouver que l'altération de l'élasticité est produite par des poids, que jusqu'ici on ne considérait pas comme capables de produire cette altération, mais encore de découvrir les lois qui régissent cette altération.

On peut encore faire d'autres objections, par exemple: si on suppose une poutre placée sur deux supports et courbée sous des poids placés en son milieu ou autrement, le frottement entre les extrémités de la poutre et les supports a une légère influence sur la flexion. Ce sujet a été soumis au calcul par le professeur Moseley dans son remarquable ouvrage sur l'art de l'ingénieur.

Pour écarter ces objections, l'auteur fit construire un appareil avec quatre rouleaux de friction dont deux suppor-

taient chacune des extrémités de la poutre, l'un des rouleaux agissait verticalement et l'autre horizontalement. Le rouleau horizontal avait pour but de détruire le frottement qui provenait du poids même de la poutre, et le rouleau vertical détruisait le frottement provenant du poids appliqué sur la barre. Ce poids était disposé de manière à agir horizontalement sur la poutre au moyen d'une corde passant sur une poulie. Les résultats obtenus par ce moyen confirment ceux donnés précédemment. Dégagés des petites erreurs commises dans les premières expériences, ils s'accordent beaucoup mieux entre eux qu'ils ne le faisaient avant.

Une barre dont la section avait la forme ⊥, ployée de manière à comprimer la nervure verticale avec des poids, variant depuis 50 kilogrammes jusqu'à 700 kilogrammes, a donné, pour moyenne de deux expériences faites avec le plus grand soin, la flexion permanente ou perte d'élasticité (*set*) proportionnelle à la puissance 1.88 de la flexion mesurant la compression.

Dans ces expériences, chaque poids restait sur la poutre pendant cinq minutes, et la flexion permanente était prise deux fois : la première une minute, et la seconde cinq minutes après le déchargement de la poutre; l'expérience a démontré qu'un plus long temps ne produit qu'un petit changement dans la valeur de la perte d'élasticité.

La poutre étant mise en expérience, ayant la nervure verticale en dessous, a donné, pour la perte d'élasticité, une quantité proportionnelle à une puissance de la flexion ou de l'extension un peu plus élevée que dans le premier cas.

§ V.— De la résistance des poutres en fonte.

1. De la section de plus grande résistance dans les poutres en fonte.

L'usage très-étendu et toujours croissant que l'on fait des poutres en fonte de fer rend excessivement désirable qu'elles soient fondues selon la meilleure forme qui convient pour

assurer leur résistance, et que si cela est possible on obtienne des formules au moyen desquelles on puisse estimer la charge que ces poutres peuvent porter.

Sans ces formules, les mécaniciens et les fondeurs seront dans une incertitude continuelle, et il leur arrivera : ou de mettre en péril la stabilité des constructions coûtant des centaines de mille francs et portant peut-être des centaines d'êtres humains, ou d'employer le métal en quantité beaucoup trop considérable, ce qui a le double inconvénient d'augmenter la dépense, et la charge que les autres parties de la construction ont à supporter.

D'après les recherches de l'auteur, le premier essai de la fonte pour la construction de poutres serait assez récent. Les premières poutres en fonte ont été employées en 1800 par Boulton et Watt pour la construction du moulin à coton de MM. Philipps et Lée, à Salford; les poutres avaient la section, *fig.* 56 (n° 1). Ainsi ces premières poutres (n° 1) en fonte différaient de celles employées aujourd'hui dont la section est ainsi faite (n° 2, *fig.* 57), en ce qu'elles ont la portion la plus basse de la partie verticale plus épaisse que dans les poutres modernes.

Ces deux constructeurs avaient pour but de supporter des voûtes en briques qui formaient les planchers de leurs bâtiments et les mettaient à l'épreuve du feu. Les poutres en fonte sont très-commodes pour cet usage; la forme adoptée était convenable pour la fonte; en outre, cette forme leur donnait une grande résistance, comparativement aux poutres rectangulaires, à égalité de matière, de sorte que l'usage des poutres en fonte de cette forme primitive devint bientôt général, et elles sont encore employées.

Cependant cette forme a été maintenant supplantée dans beaucoup de grands travaux de Manchester et de ses environs, et dans d'autres parties du royaume, par une autre forme provenant d'expériences dont l'auteur a rendu compte

dans le premier volume des mémoires de la *Société littéraire et philosophique de Manchester* (seconde série, 1831). On donne ici des extraits des principaux résultats et raisonnements de ce mémoire.

Lorsque l'on applique une matière comme la fonte de fer à des objets pour lesquels on ne l'a pas encore employée, on ne doit pas s'attendre à atteindre du premier coup la forme la plus convenable pour résister à un effort déterminé, ou pour offrir une résistance qui dépasse d'une certaine quantité un effort déterminé. La forme des poutres dont on a parlé précédemment, et dont la section était celle d'un T renversé, n'était cependant nullement une mauvaise forme; elle a subi des modifications et des améliorations dans différentes parties, et elle a été soumise à des expériences très-variées. dont quelques-unes ont été faites par un ami de l'auteur, M. Fairbairn, sur une vaste échelle.

Cette forme cependant, d'après M. Tredgold, n'est pas la meilleure et il donne dans son article : *De la forme de section la plus résistante*, un dessin de celle qu'il considère comme la meilleure; c'est une poutre avec deux renforts (*ribs*) égaux l'un en haut, l'autre en bas.

M. Tredgold propose cette forme en déclarant que tant que l'élasticité d'un corps n'est pas altérée, il résiste également aux deux efforts égaux d'extension ou de compression, il conclut de là qu'une poutre pour être dans les meilleures conditions de résistance, doit avoir la forme d'un double T, et que les tables inférieure et supérieure doivent être de mêmes dimensions, si toutefois la poutre n'est pas soumise à des efforts capables d'altérer son élasticité. Il ne faut pas oublier que M. Tredgold ne soupçonnait pas que l'elasticité de la fonte fût altérée par des poids peu considérables.

L'auteur a lui-même inséré un mémoire sur la résistance transversale des matériaux dans le quatrième volume des

mémoires de la *Société littéraire et philosophique de Manchester*, publié en 1824.

Ce mémoire contient des développements mathématiques de quelques principes qu'il regarde comme importants ; on y trouve aussi des expériences pour déterminer la position de la ligne neutre dans des pièces de charpente pliées.

Or, de ces recherches il résultait, pour l'auteur, la conviction que la forme proposée par M. Tredgold pour les poutres en fonte, n'était pas la meilleure qu'on puisse leur donner pour résister à la rupture. Il était évident que la fonte résistait à un effort de compression, bien plus considérable que l'effort de traction ou de tension qu'elle pouvait supporter, mais le rapport des résistances de la fonte à la compression et à l'extension était inconnu ; l'auteur fut convaincu que la résistance transversale d'une barre de fonte dépendait, d'une certaine manière, de l'une et de l'autre de ces résistances ; la situation de la ligne neutre étant changée avant la rupture, par suite de l'inégalité des résistances.

Pour obtenir des renseignements plus complets sur ce sujet, l'auteur adopta, dès l'année 1828, un moyen d'analyser séparément les forces d'extension et de compression dans un corps plié. Les résultats ont été donnés pages 56 et 72 pour un autre objet.

L'auteur avait pris des barres fondues sur un modèle de $1^m.50$ de long dont la section de la forme indiquée, *fig.* 52, avait dans toutes ses parties $0^m.0064$ d'épaisseur et était uniforme en largeur et en hauteur. L'épaisseur était d'ailleurs assez petite pour que la fonte pût être coulée, de manière à donner des barres bien homogènes et bien saines. La largeur AB de la table était de $0^m.1021$, et la hauteur EF de la nervure qui courait sur le milieu de la poutre dans toute sa longueur était de $0^m.028$.

Les pièces de fonte ayant leurs extrémités placées sur des supports fixes horizontaux et étant chargées de poids en

leur milieu, leur flexion doit dépendre entièrement de la contraction ou de l'extension de la nervure EF.

Lorsque cette nervure est placée en dessus, la flexion de la poutre dépend de sa compression; lorsqu'au contraire elle est en dessous, c'est à un effort de tension que cette nervure doit résister, pour s'opposer à la flexion de la poutre.

Pour déterminer la résistance à la rupture dans ces deux cas, on prit deux poutres paraissant exactement semblables, on les plaça sur des supports horizontaux éloignés de $1^m.28$ et on les rompit par le moyen d'une charge appliquée en leur milieu, l'une ayant la nervure en dessus, l'autre l'ayant en dessous.

La poutre qui avait la nervure en dessous supporta $113^k.75$ et rompit sous une charge de $127^k.50$; l'autre pièce de fonte supporta $446^k.25$ et rompit sous une charge de $459^k.00$, elle avait pris une flèche de $0^m.0152$ avec une charge de $204^k.00$ et une flèche de $0^m.046$ sous une charge de $423^k.45$, les résistances de ces poutres étaient donc entre elles comme 2 1/2 à 9 ou comme 10 à 36, elles s'étaient d'ailleurs toutes deux rompues par en haut.

Quand la seconde poutre se rompit il s'en détacha entièrement, du côté où la fonte était comprimée, une petite masse ayant la forme ADB (*fig.* 58), la largeur AB était de $0^m.1016$ et la hauteur CD était de $0^m.0249$. Le point D était à peu près sur la ligne neutre de la poutre. Les poids étaient placés en C; l'épaisseur de la fonte étant de $0^m,0342$ on voit que CD était $\frac{0.0249}{0.0442}$, ou $\frac{10}{14}$ environ, soit $\frac{5}{7}$ de la hauteur totale.

Dans l'expérience faite en même temps sur une autre barre, on trouva $CD = \frac{10}{15}$ à peu près de l'épaisseur totale de la poutre.

Ces expériences sont intéressantes, elles montrent l'influence de la position de la fonte sur sa résistance, elles donnent la situation de la ligne neutre et peuvent par la forme particulière de ce coin, qui comme l'indique la figure est plus parfaite que d'ordinaire, jeter quelque lumière de plus sur la nature de l'effort.

Ceux qui, avec M. Tredgold, supposent que la résistance est limitée par l'élasticité, et que la même force peut détruire le pouvoir élastique, qu'on l'emploie à étendre ou à comprimer le corps, ont considéré ces poutres, et par suite celles de toute autre forme, comme également résistantes, quel que soit le côté tourné en haut, conclusion qui, comme on le voit, conduit à des résultats tout à fait erronés, si on l'applique à la mesure de la résistance de la fonte de fer.

D'autres expériences ont été faites en même temps, sur des barres de même forme que les précédentes pour déterminer les flexions que causaient les efforts de tension et de compression, auxquels on soumettait la nervure alternativement; il a été reconnu, comme on pouvait s'y attendre, que les extensions et compressions mesurées par les flexions des barres étaient à peu près égales pour les mêmes efforts. Cependant, l'extension était ordinairement un peu plus considérable que la compression, et la différence augmentait, avec le poids, jusqu'à la rupture complète. Cette rupture, cependant, se produisit par le déchirement, à part, de la nervure, la compression nécessaire pour produire la rupture étant beaucoup plus considérable que l'extension capable d'occasionner aussi la rupture.

Les expériences précédentes ayant pour objet de préparer, jusqu'à un certain degré, les moyens de rechercher la meilleure forme à donner aux poutres en fonte, nous pouvons maintenant considérer les efforts auxquels ces poutres sont soumises, dans le but de les disposer de manière à

porter un poids donné avec la moindre quantité possible de métal.

Supposons une poutre placée sur deux supports à ses extrémités et fléchie par un poids placé, en quelque point intermédiaire, sur cette poutre. Puisque tous les matériaux sont compressibles et extensibles, il est évident que toutes les fibres inférieures ou abaissées de la poutre sont dans un état d'extension, et que toutes les fibres supérieures sont dans un état de compression; il y a donc une certaine fibre entre ces deux états, où l'extension finit et où la compression commence.

Si donc nous supposons que toutes les forces d'extension et de compression, dans la section de la poutre, où la force qui fait fléchir est appliquée, soient réunies séparément en deux points, l'un au-dessus de l'autre, la poutre offrira la plus grande résistance, la quantité du métal étant la même, lorsque ces points seront le plus distants l'un de l'autre, qu'il est possible, puisque le bras de levier est alors le plus grand.

Si la hauteur de la poutre est limitée, le même but peut quelquefois être aussi atteint, en plaçant deux nervures ou tables puissantes, l'une à la partie supérieure, l'autre à la partie inférieure de la poutre, la partie intermédiaire entre les nervures étant une feuille mince de métal, destinée à maintenir toujours ces nervures à la même distance, et devant en outre remplir un autre but dont on parlera plus loin.

Quant à la résistance comparative des nervures dans des poutres de matières différentes, elle dépend de la nature du corps et peut seulement être déterminée par expérience. Ainsi supposons que la même force soit nécessaire pour altérer jusqu'à une certaine limite ou pour causer la rupture, soit que l'effort ait lieu par extension ou par compression, alors les deux nervures ou tables devront avoir

la même résistance, et il en sera ainsi, quelle que soit l'épaisseur de la partie verticale reliant ces nervures, pourvu qu'elle soit constante.

Mais supposons que l'épaisseur de la partie entre les tables soit assez petite pour que sa résistance puisse être négligée : supposons que la nature de la poutre soit telle, qu'il faille une force F pour altérer l'élasticité jusqu'à un certain degré par extension, et qu'une autre force G produise le même effet par compression, les aires des sections des tables devront être comme G est à F, ou en raison inverse de leur résistance, pour que l'effort, supporté par la poutre, produise la même action sur ces deux tables.

Ou bien, si négligeant la résistance de la partie comprise entre les tables, il faut des poids F′ et G′ pour rompre la poutre par extension ou compression, les tables (les aires des sections) de la poutre devront être entre elles comme G′ est à F′, pour supporter la plus grande charge sans rupture.

Cependant, il ne faut pas prendre trop à la lettre ce qu'on vient de dire, il y a souvent lieu d'y apporter des modifications; ainsi, on ne doit pas toujours chercher à faire exactement les tables dans le rapport de la tension extrême, à l'écrasement; souvent la table supérieure deviendrait tellement mince qu'elle courrait risque de se rompre par accident. D'un autre côté, l'épaisseur de la portion médiane n'est pas sans une certaine influence, cette épaisseur ne saurait être prise à volonté. Indépendamment des difficultés de la fusion et des soins nécessaires pour éviter les effets d'un refroidissement irrégulier et de la contraction dans des poutres, dont les diverses parties diffèrent beaucoup en épaisseur, la partie médiane ne peut pas être déterminée à plaisir, mais doit toujours avoir une certaine épaisseur.

La ligne neutre étant la limite entre deux forces oppo-

sées, celles de tension et de compression, il semble probable qu'en courbant une poutre on produit une tendance à la séparation suivant cette ligne. En outre, les forces de tension et de compression ne sont pas à proprement parler exactement parallèles, elles sont infléchies de leur parallélisme par suite de l'intervention du poids qui non-seulement courbe la poutre, mais tend à couper cette poutre en travers dans la direction de la section de rupture, et cette dernière tendance est combattue par toutes les molécules de cette section.

Cette force combinée tend donc à séparer de la partie comprimée de la poutre, une portion dans la forme d'un coin, et c'est à cette tendance que doit résister la partie comprise entre les tables. Nous avons déjà cité plusieurs exemples de ce mode de rupture, et on en trouvera encore dans le cours des expériences suivantes.

Nous voyons donc qu'une poutre peut être brisée de trois manières :

1° Par tension ou déchirement séparé de la partie étendue ;

2° Par séparation d'un coin, comme on l'a vu précédemment ;

3° Par compression, c'est-à-dire par écrasement de la partie comprimée.

Cependant l'auteur n'a pas obtenu de rupture par ce dernier mode, dans le fer fondu brisé transversalement.

2. Expériences pour déterminer la meilleure forme à donner aux poutres en fonte, et la résistance de ces poutres.

Dans le commencement de ces expériences, la forme que l'auteur avait d'abord adoptée, était celle dans laquelle l'arc voisin du sommet de la poutre était une demi-ellipse, et où la table, ou nervure inférieure, était en ligne droite.

Digitized by Google

Les dimensions des deux tables inférieure et supérieure variant suivant d'ailleurs diverses proportions.

Les deux tables, ou renforts supérieur et inférieur, avaient d'abord été faits égaux, comme dans la poutre de plus grande résistance, selon l'opinion de M. Tredgold (section IV, art. 37); ensuite on ajouta à la table inférieure une coulée de fonte égale au tiers de son volume primitif, en même temps qu'on ôtait une égale quantité à la table supérieure, de manière à établir entre les deux nervures le rapport de 1 à 2.

Puis on enlevait encore à la table supérieure les deux cinquièmes de sa matière, pour les ajouter à la table inférieure, qui se trouvait alors quadruple de la nervure supérieure, et ainsi de suite.

De telle sorte, enfin, que, dans ces altérations, le changement portait seulement sur le rapport des nervures, la hauteur et les autres dimensions du modèle restant les mêmes.

Toutes les poutres ainsi formées se rompirent par le bas, la table inférieure étant déchirée séparément, mais la force nécessaire pour déterminer la rupture avait augmenté avec les dimensions de la table inférieure. Alors on élargit successivement cette table en laissant constantes les dimensions de la table supérieure. Cependant la nervure inférieure cédant encore la première, l'auteur pensa que les dimensions de la table supérieure étaient peut-être trop petites relativement à celles de la partie médiane de la poutre, il les augmenta, mais augmenta aussi encore la table inférieure, de telle sorte que le rapport des aires des deux nervures était encore plus considérable qu'avant. Malgré cela, la poutre se rompit encore par la nervure ou table inférieure, qui manqua encore la première, comme auparavant.

La force nécessaire pour déterminer la rupture s'accrut, dans un rapport plus grand que celui des sections des ner-

vures, puisque la hauteur de la poutre et la distance des points d'appui restaient les mêmes; l'auteur suivit la même marche pour les expériences suivantes : faisant croître par degrés les dimensions des nervures, particulièrement celles de la nervure inférieure jusqu'au moment où cette nervure devint assez large pour que sa résistance fût aussi grande que celle de la table supérieure, ou même un peu plus grande, puisque la rupture de la poutre se manifesta par une fissure de séparation à la partie supérieure.

L'auteur cessa alors les expériences de cette nature, regardant cette dernière poutre comme amenée à avoir à peu près la forme de section de la plus grande résistance pour la fonte de fer.

Dans la plupart de ces expériences, on doit considérer les poutres comme s'étant rompues par l'effet d'un poids placé en leur milieu, et c'est pourquoi la forme des arcs vers le sommet était dans ces recherches de peu d'importance; en les faisant elliptiques, elles étaient trop fortes vers les extrémités pour une charge uniformément répartie sur elles. La forme propre est quelque chose d'intermédiaire entre l'ellipse et la parabole.

Il est démontré, par les écrits de ceux qui se sont occupés de la résistance des matériaux, que lorsque une poutre est d'égale épaisseur dans toute sa hauteur, il faut que la courbe soit une ellipse pour que la poutre puisse supporter avec une égale force en chaque point (*in every part*) une charge uniformément répartie, et que si on réduit la poutre à ses nervures, en faisant abstraction de la partie médiane qu'on suppose enlevée, la courbe d'équilibre pour une charge uniformément répartie est la parabole. Si donc la partie médiane n'est pas enlevée et si on ne peut pas en faire abstraction, la courbe est intermédiaire entre la parabole et l'ellipse, s'approchant d'autant plus de la parabole que la portion médiane est plus mince.

L'instrument employé pour les expériences (Pl. X, *fig.* 40) était une barre de $4^m.572$ de long placée horizontalement; une de ses extrémités portait sur un pivot placé sur un massif de maçonnerie; les poids étaient placés vers l'autre extrémité; les poutres étaient placées entre le poids et le mur à $0^m.60$ ou $0^m.90$ de distance de ce mur.

Toutes les poutres de la première table (voir les tables qui suivent ces considérations générales) avaient exactement $0^m.13$ de hauteur au milieu et $1^m.525$ de long, et étaient supportées par des appuis distants de $1^m.370$ l'un de l'autre.

Le levier était placé au milieu de la poutre et reposait sur un taquet qui était supporté également par la table supérieure et inférieure de la poutre, et terminé en arête vive (*in an arris*) à son sommet où le levier était appliqué.

Les flèches étaient mesurées en pouces et fractions décimales de pouces, au milieu ou près du milieu de la poutre, comme on le dit plus loin. Les poids donnés représentent les pressions totales auxquelles la poutre était soumise, le poids du levier et ceux placés dessus étant réduits au point d'application sur le milieu de la poutre.

Les dimensions de la section, dans chaque expérience, sont obtenues par une mesure faite avec soin de la poutre elle-même, à l'endroit de la rupture qui était toujours très-près (ordinairement à $0^m.0127$ en dedans) du milieu de la poutre; la hauteur de la section était supposée être celle du milieu de la poutre, c'est-à-dire $0^m.13$. Comme ces expériences étaient faites à des époques différentes et qu'il aurait pu y avoir quelque variation dans la fonte, quoiqu'il fût désirable qu'elle fût toujours la même, une poutre de même longueur et de même hauteur que les autres, mais de la forme usuelle ⊥, toujours du même modèle, était fondue avec chaque genre de fonte pour servir de terme de

comparaison. La troisième table contient les résultats des expériences faites sur ces poutres.

Les six premières poutres de la première table furent coulées horizontalement, c'est-à-dire chaque poutre étant posée à plat sur son côté dans le moule en sable; toutes les autres furent coulées droites, c'est-à-dire chaque poutre posée dans le sable dans la même position qu'elle avait ensuite pendant les expériences, si ce n'est que la fonte était tournée sens dessus dessous dans le moule.

Dans toutes ces expériences, l'aire de la section était mesurée avec le plus grand soin, y compris, outre les parties dont les dimensions sont données, l'aire de petites portions angulaires à la jonction des tables inférieures et supérieures avec la portion verticale qui est entre elles.

TABLE I, *donnant les résultats des expériences faites pour obtenir la meilleure forme à donner aux poutres en fonte.*

Toutes les poutres avaient 1m.525 de long et étaient posées sur des supports éloignés de 1m.370, l'épaisseur ou hauteur au milieu à l'endroit où les poids étaient appliqués était de 0m.13.

FORME DE LA SECTION de la poutre au milieu.	Surface de la table supérieure dans le milieu de la poutre.	Surface de la table inférieure dans le milieu de la poutre.	Épaisseur de la partie verticale entre les deux tables.	Airc de la section de la poutre à l'endroit de la rupture.	Poids de la poutre.	Flèches.	Poids correspondant.	Poids déterminant la rupture.	Résistance par centimètre carré de section	Force par centimètre carré de section de la poutre de forme usuelle (table III) fondue avec celle-ci pour comparaison.	Gain de résistance par comparaison avec les poutres de forme usuelle (table III).	FORME DE LA RUPTURE.	Observations.
	c. q	cent. q	cent.	c. q	kilogr.	c.	kilogr.	kilogr.	kilogr.	kilogr.			
1re *expérience*. . . . . Poutre (Pl. X, *fig.* 41) avec les tables inférieures et supérieures égales. (*Fig.* 59)	4.75	4.45	0.7373	18.29	16.44	»	»	3027.51	166.41	188.66	— 1/12	La forme de la rupture est représentée par la ligne *b*, *n*, *r*, *t* de la *fig.* 41, Pl. X, ou $tr = 1^c.52$ et $bn = 6^c.85$. La figure étant une vue de côté de la poutre, les distances *tr* et *bn* sont mesurées verticalement.	(*a*)
2e *expérience*. . . . . Les aires des sections des tables inférieures et supérieures sont entre elles comme 1 et 2 (*fig.* 60).	2.90	6.32	0.762	18.5[illegible]	17.68	»	»	3340.65	180.46	181.66	— 1/152	A peu près semblable à celle de l'expérience 1 (*fig.* 41). $tr = 1^c.40$, mesurée verticalement comme dans tous les autres cas.	
3e *expérience*. . . . . Les aires des sections des tables supérieures et inférieures sont entre elles comme 1 et 4 (*fig.* 61).	2.66	7.74	0.813	19.4[illegible]	18.14	»	»	3749.62	192.41	181.66	+ 1/17[illegible]	A peu près comme l'expérience 1 avec $tr = 1^c.52$.	

4e *expérience*. . . . . Poutre de même forme que la précédente, mais fondue sens dessus dessous. (*Fig.* 61)	2.19	7.74	0.838	19.87	17.94	»	»	3746 44	188.64	196.28	— 1/26 à peu près	A peu près comme dans la *fig.* 41, mais $bn = 6^c.35$ $tr' = 1^c.40$.	
5e *expérience* . . . . . Le rapport des deux tables est celui de 1 à 4.50 à peu près (*fig.* 62).	2.30	10.13	0.774	24.74	20.29	»	»	4863 62	223.76	196.26	+ 1/7	Comme *fig.* 41, $tr = 1^c.52$.	(b)
6e *expérience*. . . . . Rapport des aires des deux tables 1 : 4 à peu près (*fig.* 63).	3.23	14.19	0.97	29.03	25.82	1.02 1.143 1,321	5067 256 5 752.194 6 208.812	6 551.236	225.94	189.317	+ 1/5 à peu près	Ici (*fig.* 41) $bn = 6^c.35$.	(c)
7e *expérience*. . . . . Cette poutre diffère de la dernière. La table inférieure est plus large. Le rapport des aires des deux tables est 1 à 5.50. (*Fig.* 64)	3 16	18.67	0 86	32.26	30.464	0 609 0.911 1.016 1.067 1.143 1.219 1.295 1.346	3754.464 5752 194 6208.812 6437.151 6893.754 7122.066 7350.378 7578.690	7578.69	»	»	+ 1/4	»	(d)
8e *expérience*. . . . . Rapport des aires des tables 1 : 3.21 (*fig* 65).	4.65	14.93	0.64	29.76	»	»	»	6805.872	»	»	»	Rompue par tension très-près du milieu.	(e)
9e *expérience*. . . . . Même modèle que dans l'expérience 8, seulement la table inférieure est encore plus large (*fig.* 65).	4.39	18 81	0.69	34.14	»	0.305 0 381 0.457 0.508 0.559	2816.754 3441.894 3754.461 4216.977 4679.490	7657.965	»	»	»	»	(f)

(a) Toutes les dimensions sont données en centimètres et les poids en kilogr.

(b) Rompue par tension, un petit défaut existait dans la table inférieure à l'endroit de la rupture.

(c) Rompue par tension à 2.54 du milieu.

(d) Le dernier poids inscrit ayant été placé sur la poutre pendant quelques minutes, elle se rompit très-près du milieu.

(e) Cette poutre et toutes celles des autres expériences, sauf la dernière, avaient la forme *fig.* 42 et 43. Elles étaient d'une hauteur uniforme et avaient une large table inférieure qui s'amincissait avec les extrémités formant le ventre de poisson.

(f) Rompue par tension.

Suite de la TABLE I.

FORME DE LA SECTION de la poutre au milieu.	Surface de la table supérieure dans le milieu de la poutre.	Surface de la table inférieure dans le milieu de la poutre.	Épaisseur de la partie verticale entre les deux tables.	Aire de la section de la poutre à l'endroit de la rupture.	Poids de la poutre.	Flèches.	Poids correspondant.	Poids déterminant la rupture.	Résistance par centimètre quarré de section.	Force par centimètre quarré de section de la poutre de forme usuelle (table III) fondée avec celle-ci pour comparaison.	Gain de résistance par comparaison avec les poutres de forme usuelle (table III).	FORME DE LA RUPTURE.	Observations.
	c.q.	cent. q.	cent. q.	c. q.	kilogr.	c. q	kilogr.	kilogr.	kilogr.	kilogr.			
Suite de la 9e expérience . . .	4.39	18.81	0.69	34.14	»	0.635	5 136.114	7657.956	»	»	»	»	
						0.660	5592.738						
						0.737	6049.362						
						0.787	6510.063						
						0.838	6993.029						
						1.346	7429.653						
10e *expérience*. . . . . Même modèle que dans l'expérience 8.	»	22.021	»	»	29.22	0.405	2816 754	6 494.206	»	»	»	»	(g)
						0.457	3441 894						
						0.483	3754.461						
						0.533	4216.977						
						0.559	4679.943						
						0.610	5 136.567						
						0.660	5 590.473						
						0.711	6048.162						
11e *expérience*. . . . . Même modèle que dans l'expérience 8.	4.129	23.03	0.86	37.81	31.03	0.660	5 474.411	8 806.773	»	»	»	»	(h)
						0 737	5987.981						
						0.762	5987 981						
						0.836	6 498.285						
						0.889	7 208.589						
						0.914	7 563.741						
						1.092	8 274.045						

12e *expérience*. . . . . (*Fig.* 66)	4.645	28.39	0.67	41.29	32.16	»	»	11 816.052	»	»	»	Un coin s'est séparé de son côté supérieur, comme l'indique la *fig.* 48, qui est une vue de côté de la poutre. *adc* est le coin. $ac = 12^c.95$, $bd = 9^c.90$, et l'angle *adc* au sommet $= 82°$.	
13e *expérience*. . . . . Poutre de même forme que pour la 12e expérience. (*Fig.* 66)	4.129	27.81	0.57	41.94	33.86	0.56 0.61 0.635 0.66 0.76 0.86 0.91 0.965 1.09 1.19 1.22 1.27	4 225.584 5 662.841 5 787.981 6 498.285 7 208 589 7 918.893 8 294.045 8 629.197 9 339.501 10 069.805 10 500.00 »	10 531.797	»	»	»	»	(*i*)
14e *expérience*. . . . . Poutre elliptique différant de celle de l'expérience 7 par une large table inférieure. Rapport des tables, 1 : 6.50. (*Fig.* 67)	3.181	21.39	0.86	34.91	32.05	0.66 0.686 0.71 0.76 0.79 0.86 0.89 1.07 1.09 1.17 1.27 1.37	4 225.131 4 850.271 5 162.841 5 475.418 5 787.981 6 498.285 7 208.589 7 563.741 7 918 893 8 629.197 8 984.349 9 339.501	9 517.077	»	»	»	A peu près comme *fig.* 41, $bn = 4^c.57$.	

(*g*) Cette poutre s'est rompue par tension et après avoir porté le poids considérablement plus longtemps que la dernière poutre. La fonte dont elle était formée paraît être d'un genre moins tenace que celle des autres poutres : si l'on compare, en effet, les flexions, on voit qu'elle ne s'est pliée que d'un peu plus que la moitié de la flexion de la poutre n° 9 avant sa rupture.

(*h*) Cette poutre s'est rompue très-près du milieu par tension comme la précédente.

(*i*) Rompue au milieu par tension.

TABLE II. — *Résultats des expériences faites sur des poutres de la forme fig. 42 et 43, différant peu de la meilleure du* TABLEAU I.

FORME de la section de la poutre au milieu.	Distance entre les supports	Hauteur de la poutre.	Aire de la table supérieure au milieu de la poutre.	Aire de la table inférieure au milieu de la poutre	Épaisseur de la partie entre les deux tables.	Aire de la section à l'endroit de la rupture.	Poids de la poutre.	Flexions.	Poids correspondants.	Poids déterminant la rupture.	Observations.
	met.	cent.	cent.	cent.	cent.	cent.	kilogr	cent	kilogr.	kilogr.	
1re *expér.* . . (*Fig.* 68)	2.134	10.41	4.774	28.65	1.02	42.20	51.642	0.64	1252.092	6134.979	(a)
								0.66	1356.282		
								0.685	1460.472		
								0.737	1616.757		
								0.81	1773.042		
								1.02	2346.540		
								1.12	2502.725		
								1.14	2737.026		
								1.40	3157.8[illegible]3		
								1.57	3500.331		
								1.78	3842.799		
								1.91	3912.661		
								2.02	4537.701		
								2.41	5162.841		
								2.74	5805.195		
2e *expér.* . . (*Fig.* 69)	2.134	13.21	5.10	29.81	0.86	44.78	57.984	0.89	3599.991	6853.437	(b)
								1.09	3912.661		
								1.295	4225.131		
								1.35	4537.201		
								1.42	4850.271		
								1.47	5162.841		
								1.60	5475.411		
3e *expér.* . . (*Fig.* 70)	2.134	15.24	4.71	28.776	0.89	45.68	57.758	0.69	3287.421	6853.437	
								0.84	3912.681		
								0.91	4537.701		
								1.07	5562.841		
								1.24	6134.979		
								1.42	6791.517		
								1.47	6853.437		
4e *expér.* . . (*Fig.* 71)	2.134	17.60	4.04	29.27	0.97	49.49	66.458	0.51	4225.1[illegible]1	1049.805	
								0.61	4850.271		
								0.69	5475.411		
								0.89	6464.763		
								1.02	7208.589		
								1.14	7918.893		
								1.[illegible]2	8629.197		
								1.52	9339.501		
								1.65	9694.653		
5e *expér.* . . Même modèle que pour la 4e expérience.	2.134	17.75	4.65	28.02	0.96	47.75	83.873	0.64	4225.131	=	
								0.91	5162.841		
								1.12	6498.285		
								1.19	7208.589		
								1.27	7918.893		
								1.47	8629.197		
6e *expér.* . . (*Fig.* 72)	1.37	13.02	3.74	30.87	en A, 0.64 en B, 0.96 en C, 1.35	46.45	36.695	0.48	5008.368	11390.2[illegible]2	(c)
								0.58	5633.508		
								0.64	6258.648		
								0.74	6883.788		
								0.81	7508.928		
								0.92	8775.800		

(*a*) Cette poutre fut fondue à 2m.29 de longueur. Le poids inscrit se rapporte à toute la longueur de la poutre, il en est de même dans les autres cas.

(*b*) Même longueur de poutre que pour la 1re expérience.

(*c*) Il est incertain si cette poutre s'est rompue par tension ou par compression; il s'y fit une fissure en forme de coin qui éclata ensuite en déchirure (*broke out afterwards*) de la forme *adc* (*fig.* 43), *ae* = 10c.67, *bd* = 4c.3 ou 1/3 de la hauteur de la poutre. La résistance par centimètre quarré est 243.49, celle de la poutre usuelle (table III), fondue avec elle, n'est que de 196.56: celle-ci gagne donc 1/5.

Digitized by Google

Suite de la TABLE II.

FORME de la section de la poutre au milieu.	Distance entre les supports.	Hauteur de la poutre.	Aire de la table supérieure au milieu de la poutre.	Aire de la table inférieure au milieu de la poutre.	Épaisseur de la partie entre les deux tables.	Aire de la section à l'endroit de la rupture	Poids de la poutre.	Flexion.	Poids correspondants.	Poids déterminant la rupture.	Observations.
	met.	cent.	cent.	cent.	cent.	cent.	kilogr.	cent.	kilogr.	kilogr.	
6e *expér.* . . (Suite.)								1.14 1.27 1.32 1.40	9 792.048 10 478.984 10 705.298 11 181.20		
7e *expér.* . . (*Fig.* 73)	1.37	12.95	3.35	35.31	en A, 0.89 en B, 1.12 en C, 1.22	50.97	39.864	0.43 0.53 0.64 0.89 0.71 0.81 0.69 0.98 1.07 1.32 1.40 1.47	4 537.701 5 182.841 5 787.981 6 498.285 7 208.589 7 913.893 8 522.478 9 335.424 10 278.872 11 161.20 11 848.858 12 531.792	12 760.104	(*d*)
8e *expér.* . . Poutre d'une longueur double et d'une section légèrement différente.	2.74	13.02	5.10	31.16	en A, 0.69 en B, 0.84 en C, 1.52	»	77.237	2.54 2.84 3.23 3.88	3 758.088 4 070.858 4 383.228 4 695.798	5 008.366	(*e*)
9e *expér.* . . Poutre peu différente de la précédente.	2.74	13.02	4.32	37.74	en A, 0.91 en B, 1.07 en C, 1.27	»	88.978	2.29 2.44 2.67 3.30 3.38 4.88 5.18	3 758.088 4 070.658 4 383.228 5 008.368 5 833.508 6 258 848 6 571.218	6 883.788	(*f*)
10e *expér.* . . (*Fig.* 74)	2.74	20.03	3.68	30.45	en A, 0.68 en B, 0.84 en C, 0.89	»	101.831	0.58 0.88 0.88 1.02 1.17 1.295 1.40 1.55 1.85 1.73	5 008.368 6 258.848 7 508.926 8 878.800 9 792.048 10 705.298 11 813.544 12 075.188 12 531.792 12 780.104	12 968.418	(*g*)
11e *expér.* . . Poutre dont les tables inférieure et supérieure étaient un peu plus larges que dans celle de la 10e expérience.	2.74	20.03	4.71	37.78	en A, 0.38 en B, 0.97 en C, 0.39	»	110 532	0.55 0.81 0.81 0.80 1.02 1.19 1.27 1.40 1.63 1.78 1.93	5 693.508 8 258.648 8 582.176 9 335.424 10 248.672 11 161.200 12 075.188 12 988.418 13 673.352 14 129 016 14 358.288	14 588.600	(*h*)

(*d*) Cette poutre a supporté une pression de 250k.82 par centimètre quarré, et la poutre usuelle, fondue avec elle, n'a supporté que 196k.56.

(*e*) Rompue à 23 centimètres du milieu où étaient deux petits défauts (dont la surface était de 0c2.92) dans la table inférieure. Cette expérience est donc imparfaite.

(*f*) Cette poutre se rompit par le milieu par une fissure en forme de coin comme dans la 6e expérience. *ac* longueur du coin = 17c.52, *bd* hauteur du coin = 8c.72 (*fig.* 43).

(*g*) Cette poutre s'est rompue comme celles des 6e et 9e expériences. Les dimensions du coin de rupture étaient : longueur *ac* = 33.02, hauteur *bd* = 14.7.

(*h*) Rupture de même forme que ci-dessus, *ac* = 45.72, *bd* = 15.62. Mais la fracture n'était pas aussi régulière que pour les poutres précédentes.

TABLE III. — *Résultats des expériences sur des poutres de la forme usuelle (fig. 75), dont une était fondue avec chacune de celles examinées dans le* TABLEAU I, *afin de servir de point de comparaison.*

Type de la section.	Nos des expériences	Épaisseur en A.	Épaisseur en B.	Épaisseur en C.	Épaisseur en D. E.	Largeur E. F.	Aire de la section.	Poids de la poutre.	Flexions.	Poids correspondants.	Poids déterminant la rupture.	Résistance par centimètre quarré au milieu.
		cent.	cent.	cent.	cent.	cent.	cent.	kilogr.	cent.	kilogr.	kilogr.	kilogr.
(Voir la fig. 75.)	1	0.81	1.12	1.19	1.22	5.77	20.65	18.347	0.64 0.98	2 608.374 3 233.514	3 746.310	181.66
	2	0.76	0.96	1.08	1.35	5.79	19.23	17.214	0.96 1.27 1.57	3 025.587 4 301.235 4 203.387	4 304.859	224.116
	3	0.74	1.68	1.17	1.85	5.84	20.39	18.347	»	»	3 996.819	196.278
	4	0.74	1.08	1.35	1.48	5.94	21.42	18.573	1.02 1.09 1.19	3 441.984 3 847.782 4 050.726	4 050.726	189.318
	5	»	»	»	»	»	19.87 à p. près	17.894	0.71 0.84	2 816.754 3 233.514	3 441.894	173.360
	6	0 76	1.07	1.14	1.30	5.79	20.45	18.120	»	»	4 143.138	202.815
	7	0.69	1.02	1.12	1.17	5.77	18.85	16.535	0.53 0.58 0.61 0.66 0.69 0.74 0.79 0.84 0.89 0.93 0.965 1.02 1.07 1.12	1 879.044 2 035.329 2 191.414 2 347.899 2 504.184 2 660.469 2 816.754 2 973.039 3 129.324 3 285.609 3 441.894 3 598.179 3 754.464 3 868.620	3 982.778	211.538 (a)
	8	0.69	0.89	1.09	1.19	5.74	18.30	16.761	0.23 0.46 0.51 0.58 0.64 0.69 0.74 0.81 0.89 0.97 0.99 1.07 1.12 1.14 1.17	941.334 1 879.044 2 035.329 2 191.414 2 347.899 2 504.184 2 660.469 2 816.754 2 973.039 3 129.324 3 285.609 3 598.179 3 754.464 3 868.620 3 982.778	4 096.932	2 4.116
	Résistance moyenne par centimètre quarré de toutes les poutres.											200.425

(*a*) La poutre de la 1re expérience fondue sur le côté comme celle-ci a donné 181k.656 par centimètre quarré; la moyenne des deux est donc de 196k.559.

Ces poutres étaient du modèle de MM. Fairbairn et Lillie (1830); elles avaient $1^m.525$ de long, $0^m.13$ de haut au milieu et étaient posées sur des supports éloignés de $1^m.37$ l'un de l'autre, comme pour celles du tableau n° 1. Quelques-unes de ces poutres, et particulièrement les deux premières, se tordirent en serpentant avant de se rompre.

3. Observations sur les expériences, rapportées dans le tableau I, pour obtenir la meilleure forme à donner aux poutres en fonte, dont la longueur et la hauteur sont invariables.

Il a été dit précédemment que ces expériences avaient été commencées avec la forme de section de poutre que Tredgold avait été conduit à considérer comme celle de plus grande résistance, les tables inférieure et supérieure étaient égales. Cependant, on trouva que cette forme était 1/12 plus faible pour résister à la rupture que celle usitée communément ⊥; quoiqu'il paraisse cependant qu'elle soit la plus forte, à peu près, pour le fer forgé. La table supérieure, dans le premier modèle usité fut ensuite réduite, et ce qu'on lui prit ajouté à la table inférieure, cette altération donna un accroissement de force et la poutre, dans l'expérience 3, était quelque peu plus forte que celle de la forme fondue avec elle pour servir de comparaison. Il n'a pas paru alors convenable de diminuer davantage la table supérieure, et comme chaque poutre avait été trouvée rompue par tension, ou par suite de la faiblesse de la table inférieure, l'auteur pensa qu'il serait mieux de donner de l'accroissement à la table inférieure par petits degrés jusqu'au moment où la poutre se rompit par suite d'une fracture en un autre point. Procédant ainsi, la poutre de l'expérience 5 fut construite, avec ses deux tables ou nervures inférieure et supérieure dans le rapport de 4 1/2 à 1, et le résultat de cette forme de la section fut un gain en force de plus de 1/7. Avant de faire croître davantage la table inférieure, l'auteur ajouta une petite quantité à la table supérieure (la partie verticale de la poutre, celle qui est entre les tables, étant

encore assez forte pour de plus larges nervures horizontales), dans les expériences 6e, 7e et 14e, la table supérieure et la partie verticale du modèle étaient les mêmes, la seule différence consistant en l'accroissement en largeur de la table inférieure, par suite le gain de force, sur celle dont étaient susceptibles les poutres de forme usuelle, fut respectivement 1/5, 1/4 et entre 1/4 et 1/3.

Dans les expériences 8, 9, 10, 11, 12, 13, la table supérieure du modèle était la même, mais elle était un peu plus large que celle des expériences 6, 7 et 14, et la table inférieure était la seule partie que l'on fît varier. Dans la deuxième expérience du tableau (qui était réellement la 19e faite), la section de la table inférieure à l'endroit de la rupture, au milieu, était plus du double du reste de la section de la poutre en ce point; et le rapport des deux tables était celui de 1 à 6. Dans toutes les poutres avant celle-ci, la rupture s'était produite par suite de la flexion de la table inférieure, dans celle-ci elle se déclara par la séparation d'une partie, en forme de coin, dans la nervure supérieure et la partie verticale de la poutre; cette partie verticale se trouvait d'ailleurs plus mince que dans la poutre de forme usuelle; le gain en force provenant de la forme de la section de cette poutre, fut un peu plus des 2/5 de celle de la poutre de la forme usuelle; et l'économie pour la forme générale de la poutre était à peu près 1/5 de la quantité totale de métal. Cette expérience fut reprise dans l'exemple 13, mais la poutre, quoique fondue sur le même modèle, avait sa partie verticale plus épaisse que dans la précédente, et sa force par centimètre quarré de section, était moindre. La fracture eut lieu, dans cette poutre, par la rupture de la table inférieure, comme dans toutes les expériences précédentes, sauf la dernière.

La forme de la section dans l'expérience 12 est un peu meilleure que celle de l'expérience 14; cette forme donnée à la poutre est la meilleure à laquelle on soit arrivé, et il

est très-probable, ou au moins très-peu douteux, qu'elle est fort près de la plus forte (d'une manière absolue) à laquelle on puisse atteindre. Quant à la partie verticale entre les nervures, elle est aussi mince, qu'il est possible, probablement, de la faire; et le reste du métal est disposé dans les deux tables, et conséquemment aussi éloigné que possible de l'axe neutre, les sections des tables étant dans le rapport de 6 à 1, c'est-à-dire à peu près celui de la résistance moyenne de la fonte à la compression et à l'extension.

Les efforts, supportés, par centimètres carrés pour les poutres, des expériences 12, 13 et 14, étaient $286^k.47$, $251^k.39$ et $271^k.97$, respectivement, dont la moyenne est $270^k.28$, et la force de la poutre de la forme ordinaire (table III), fondue avec les précédentes pour servir de terme de comparaison, était de $202^k.82$ par centimètre quarré. La différence, ou la force gagnée tirée de la moyenne de ces résultats était donc de $67^k.46$ par centimètre quarré, c'est-à-dire à peu près le 1/4 de cette moyenne.

Quelques-unes de ces poutres, ainsi qu'on l'a déjà dit, avaient leur table inférieure considérablement plus épaisse que la partie verticale comprise entre les nervures; la jonction entre la partie épaisse et celle plus mince étant arrondie de l'une à l'autre. Cet amincissement était plus gradué et plus étendu vers le haut de la poutre qu'il n'est représenté dans la forme de la section. Les fontes employées étaient très-bonnes, comme on peut le voir d'après leur résistance; mais comme un plus grand soin est nécessaire pour obtenir de bonnes pièces fondues, quand les parties diffèrent beaucoup en épaisseur, l'auteur a pensé qu'il n'était pas absolument nécessaire, mais seulement convenable de faire une partie plus grande que l'autre. La même force peut être obtenue en faisant la nervure inférieure plus large et plus mince qu'elle n'est dans la poutre essayée, tout en laissant la quantité de métal la même.

4. Changement dans la forme de la poutre.

Après l'expérience 7, il était évident que la table inférieure, dans les poutres futures, si elle était faite d'une égale dimension partout, deviendrait trop lourde ; l'auteur en conséquence, changea la forme des poutres vers les extrémités, conservant la même section qu'antérieurement au milieu et laissant la hauteur de la poutre égale partout, au lieu de la forme elliptique des expériences antérieures. La table inférieure fut faite de manière à se rétrécir vers les extrémités de la poutre suivant la forme d'une double parabole dont le sommet était au milieu de la poutre ; et le rapport des sections des deux nervures était, dans toute la longueur de la poutre, le même qu'au milieu.

Les *fig.* 42 et 43, Pl. X, représentent le plan et l'élévation latérale d'une de ces poutres.

Par suite de la grande quantité de matière contenue dans les tables, particulièrement dans l'inférieure, dans les expériences qui suivirent, et par suite de la petite épaisseur de la partie médiane entre les nervures, l'auteur fut convaincu que : à peu près toute la force d'extension serait exercée sur la table inférieure, et que le reste de la poutre ne servirait guère autrement que comme soutien (*fulcrum*) ; le centre des résistances à la compression, ou celui de ce diaphragme, étant très-près de la partie supérieure. Il était à peu près vers le point *r* (*fig.* 41 et 44) dans les expériences de la table I.

Supposons donc que D soit la distance verticale entre le centre de compression en un point de la poutre, et le centre d'extension dans la table inférieure ; si T est la résistance directe à la tension de la table inférieure de ce point, T multiplié par une certaine fraction de D (à peu près $T \times D$) représentera la force ou la résistance de la poutre en ce point, mais D dans toute l'étendue d'une même poutre est

une quantité constante ou à peu près ; la force de la poutre en un point, sera donc sensiblement proportionnelle à celle de sa nervure inférieure en ce point, et comme l'effort est moindre vers les extrémités qu'au milieu, la table inférieure doit être légèrement réduite vers les extrémités de la poutre.

Supposons la table inférieure formée de deux paraboles égales (*fig.* 42 *bis*), le sommet de l'une d'elles ACB étant en C : alors par la nature de la courbe, une ordonnée *de* est comme le produit $Ae \times eB$; la force de la table inférieure et par conséquent celle de la poutre en ce point sera donc comme ce produit. Il est démontré dans divers écrits sur la résistance des matériaux, en général, que le rectangle $Ae \times Be$ est la proportion ou la mesure de la force qu'une poutre doit avoir à une distance Ae de A, pour porter également le même poids en chacun de ses points, ou une charge uniformément répartie sur cette poutre. Ces conclusions ont été vérifiées par plusieurs expériences, dans lesquelles les poutres ont été rompues par des poids appliqués au milieu de la distance comprise entre le milieu et l'extrémité de la pièce.

Des expériences de la table I, dans lesquelles la longueur et la hauteur de la poutre étaient toujours les mêmes, il semble résulter en effet, que quand les dimensions de la table supérieure et l'épaisseur de la partie verticale restent les mêmes, la dernière étant petite, la force de la poutre est sensiblement proportionnelle aux dimensions de la table inférieure ; des dimensions doubles de cette table, donnant à peu près, mais non tout à fait, une force double.

5. Observations sur le tableau n° 2.

Les 4 premières poutres de ce tableau étaient toutes fondues à la longueur de $2^m.29$, et étaient supportées sur des appuis distants de $2^m.13$. Elles étaient toutes du même modèle, qui n'a varié seulement que par l'épaisseur de leurs

parties verticales entre les nervures horizontales, la hauteur de la poutre était la seule dimension qui dût varier, les hauteurs étaient environ $0^m.10$, $0^m.13$, $0^m.15$ et $0^m.18$, et ces mesures ont été prises avec soin sur les sections. La partie verticale de ces poutres avait été rendue trop forte comparativement aux dimensions de la table inférieure, afin qu'elles se brisassent toutes par tension, ou de la même manière, et pussent fournir le moyen de juger exactement leur force respective.

De ces expériences, il résulte que la résistance extrême pour des sections comme les précédentes varie, toutes choses égales d'ailleurs (*cæteris paribus*), à peu près comme la hauteur, en restant cependant un peu au-dessous de la valeur déduite de ce rapport.

6. Règle simple pour le calcul de la résistance des poutres en fonte s'approchant de la meilleure forme des expériences précédentes (tables I et II).

On vient de voir que si la longueur, l'épaisseur, la table supérieure, dans des poutres différentes en fonte, ayant de très-larges nervures, sont les mêmes, l'épaisseur de la partie verticale entre les deux tables étant petite et invariable, la force de la poutre est sensiblement proportionnelle à la dimension de la table inférieure. Il résulte encore des expériences que lorsque des poutres ne varient que par leur hauteur, les autres dimensions étant les mêmes, la force est sensiblement proportionnelle à cette hauteur.

Ainsi, dans différentes poutres dont la longueur est la même, la force doit être à peu près comme leur hauteur multipliée par l'aire de la section faite au milieu de la table inférieure; et quand la longueur est différente, la force est comme ce produit divisé par cette longueur.

On aura donc la formule :

$$P = C\frac{ah}{l}$$

où P, représente le poids qui rompt la poutre, étant placé au milieu de cette poutre.

a, l'aire d'une section faite dans la table inférieure vers le milieu.

h, la hauteur de la poutre au milieu.

l, la distance entre les supports.

Et C, une quantité sensiblement constante pour les meilleures formes de poutre, et qui peut être fournie par les résultats des expériences des tables I et II.

On peut chercher, au moyen de cette formule approximative, la valeur de C considérée comme constante; on l'obtiendra pour chaque expérience; et, dans ce but, s'arrêtant seulement à celles des formes dans lesquelles la section de la table inférieure dans le milieu est plus grande que la moitié de la section entière de la poutre, nous prendrons pour C la moyenne de tous les résultats.

Ainsi de

$$P = C\frac{ah}{l},$$

on déduit

$$C = \frac{lP}{ah}.$$

Prenant les dimensions en centimètres, et les poids en kilogrammes, et séparant les résultats des poutres qui ont été coulées droites, de ceux relatifs aux poutres coulées sur leurs côtés, nous aurons :

1° *Poutres coulées droites.*

Expérience	7	Table I	Valeur de C	4223
—	9	—	—	4223
—	11	—	—	3967
—	12	—	—	4324
—	13	—	—	3929
—	14	—	—	4618
—	1	Table II	Valeur de C	4324
—	2	—	—	3657
—	4	—	—	4099

Moyenne : 4152 kilogrammes.

2° Poutres coulées sur le flanc.

Expérience	6	Table II	Valeur de C.	3828
—	7	—	—	3750
—	9	—	—	3789
—	10	—	—	4424
—	11	—	—	4115

Moyenne : 3982 kilogrammes.

Ainsi 4 152 kilogrammes dans le premier cas et 3 982 dans le second cas sont les valeurs de C, qui donnent le poids rompant en kilogrammes, selon que la poutre a été coulée droite ou sur le flanc ; en divisant ces nombres par 1000, on aura : 4.152 et 3.982 valeurs de C qui donneront le poids rompant en tonnes, négligeant les autres décimales et prenant 4.10 pour la valeur moyenne de C, on a :

$$P = C\frac{ah}{l} = 4.10\frac{ah}{l}$$

pour la valeur du poids rompant ou de la force de la poutre en tonnes ; les dimensions h et l étant exprimées en mètres ou en centimètres toutes deux.

Mais si la distance entre les supports est exprimée en mètres, la valeur de C deviendra ;

$$C = \frac{4.1}{100} = 0.041,$$

et la valeur de la force en tonnes,

$$P = 0.041\frac{ah}{l}. \qquad (*)$$

On ne doit pas oublier que cette formule est obtenue, en supposant : que la résistance des tables est aussi grande que la résistance de la partie verticale entre elles est petite en comparaison, et peut être négligée.

(*) La formule de l'auteur est $w = 2.166\frac{ah}{l}$, w est en tonnes anglaises, a en pouces quarrés, h en pouces et l en pieds anglais.

Autre formule. — L'auteur de l'ouvrage déduit en outre, une autre formule pour la force des poutres, des tables I et II, formule qui tient compte de l'effet de la partie verticale entre les deux nervures horizontales.

Puisque la résistance de la fonte de fer à la rupture par compression est représentée par 6.6 quand sa résistance à l'extension est représentée par 1, nous pouvons considérer ce métal comme comparativement incompressible, et supposer que l'effet de la nervure supérieure de la poutre, quand elle plie est seulement de former un appui sur lequel se brisent la table inférieure et la partie verticale entre les deux nervures.

Soit, donc ADE (*fig.* 76) la section de la poutre en son milieu DE étant sa table inférieure et A la table supérieure, arrondies à leur jonction avec la partie centrale.

Soit P le poids rompant (*breaking weight*).

l la distance entre les supports.
$d = AC$, hauteur totale.
$d' = AB$, hauteur jusqu'à la nervure inférieure.
$b = DE$, la largeur de la nervure inférieure.
$b' = FG$, épaisseur de la partie verticale.
f la force d'extension du métal par unité de section.
n une quantité constante.

Pour arriver à la résistance de la poutre on peut d'abord estimer la résistance d'un solide rectangulaire D'E'DE ayant b pour base et d pour hauteur (indiqué par les lignes ponctuées) et en retranchant ensuite la résistance de chacune des parties latérales qui manquent à la poutre pour qu'elle ait pour section le rectangle bd.

Or $\frac{fbd^2}{n}$ est le moment de résistance du rectangle $b \times d$ et $\frac{f(b-b')d'^2}{n}$ le moment de résistance des parties latérales.

f est l'extension des molécules à la distance AB.

(Lorsque la matière est supposée incompressible, on a, d'après Tredgold, $n=3$, et, si on la suppose également extensible et compressible, $n=6$).

Mais

$$f' : f :: d' : d \qquad \text{d'où} \qquad f' = f\frac{d'}{d}.$$

Substituant à f' sa valeur dans l'expression du deuxième moment de résistance, on obtient :

$$\frac{fd'^3}{nd}(b-b'),$$

et retranchant ce deuxième moment de résistance du premier on a :

$$\frac{fbd^2}{n} - \frac{fd'^3}{nd}(b-b').$$

Mais en appliquant les propriétés connues du levier, ce moment doit être égal à $\frac{l}{2} \times \frac{P}{2} = \frac{Pl}{4}$, c'est-à-dire à l'effet d'un poids égal à la moitié du poids rompant appliqué à la moitié de la longueur.

On aura donc l'équation :

$$\frac{lP}{4} = \frac{fbd^2}{n} - \frac{fd'^3}{nd}(b-b'),$$

ou

$$\frac{lP}{4} = \frac{f}{nd}\left[bd^3 - (b-b')d'^3\right];$$

d'où enfin

$$P = \frac{4 \cdot f}{ndl}\left[bd^3 - (b-b')d'^3\right].$$

En posant $c = \frac{4f}{n}$, et en remarquant que n et f sont con-

(*) La formule donnée par l'auteur est $w = \frac{2}{3dl}[bd^3 - (b-b')d'^3]$, w est exprimé en tonnes anglaises, l en pieds et les autres dimensions en pouces.

stants pour une même nature de fonte, on déduit de la formule précédente :

$$c = \frac{dlP}{bd^3 - (b - b')d'^3}.$$

La valeur numérique de c, calculée par cette formule pour chacune des expériences des tables I et II, en prenant les poids rompants en kilogrammes, les longueurs en mètres et les autres dimensions en centimètres, donne pour résultat moyen (entre 20 poutres différentes) $15^k.21252$. Cette valeur de c est en kilogrammes; en la divisant par 1000 on aura $c = 0^t.015$ pour sa valeur en tonnes.

Le fer des poutres sur lesquelles l'auteur a expérimenté était d'une nature très-forte et préparée dans un fourneau à air froid, et beaucoup de ces poutres avaient été coulées droites dans le sable, ce qui leur donne une petite augmentation de force. On peut donc s'attendre à ce que la valeur de c (quoique trouvée avec exactitude) soit cependant trop grande pour la généralité des fontes (préparées à l'air chaud) et pour les grandes poutres, dont le fer est ordinairement plus mou que celui des petites.

On va en conséquence résumer ici ces valeurs qui donnent la force en tonnes, et les comparer avec les résultats d'autres expériences sur une grande échelle, et qu'on trouvera plus loin.

Les poutres de M. Marshall donnent. . . $c = 0.01250$
id. *id.* *id.* . . . $c = 0.01420$
id. *id.* *id.* . . . $c = 0.01358$
Moyenne. 0.01342
D'autres poutres de M. Marshall donnent. 0.01590
Celles de M. Cubit donnent en moyenne
de dix expériences. . . . . $c = 0.014172$

Ainsi les différentes valeurs de c sont : 0.01342 ; 0.01417 ; 0.0159 ; et pour les poutres étudiées par l'auteur : $c = 0.01521$.

La moyenne générale est 0.01467. Mais, comme on a vu que la valeur trouvée pour c par l'auteur était trop forte, on

peut négliger les autres décimales et prendre pour valeur moyenne $c = 0.014$; et en adoptant ce nombre comme une valeur suffisamment approchée de c, pour calculer la force des poutres en général, la formule donnée précédemment deviendra :

$$P = \frac{0.014}{dl}\left[bd^3 - (b - b')d'^3\right]$$

dans laquelle P est en tonnes, l en mètres et les autres dimensions en centimètres.

La formule qui précède donnant la force des poutres en onte dépend d'ailleurs des deux hypothèses suivantes :

1° Que toutes les molécules, sauf celles de la table supérieure d'une poutre qui ploie, sont dans un état de tension ;

2° Que la résistance de chaque molécule varie comme sa distance au sommet de la poutre.

Ces deux hypothèses ne doivent être regardées que comme des approximations.

Troisième formule. — M. Hodgkinson donne aussi une formule pour la résistance extrême de poutres rectangulaires en fonte encastrées à une extrémité et chargées à l'autre.

En désignant par :

P le poids produisant la rupture ;

f la résistance du métal à l'extension par centimètre quarré de section ;

b la largeur de la poutre :

d la hauteur de la poutre ;

l la longueur comprise entre le point d'application du poids et l'encastrement et n une constante ;

On a :

$$P = \frac{fbd^2}{nl}.$$

La valeur moyenne de f est 1t.159, la valeur moyenne de n déduite de dix expériences est sensiblement 22 (*).

P est en tonnes, b et d en centimètres et l en mètres.

§ VI. — Expériences faites sur de grandes poutres.

1. Expériences faites par M. March de Leeds sur des poutres fondues pour le moulin de MM. Marshall et compagnie en 1838.

Les poutres avaient été fondues sur un modèle donné par M. Fairbairn de Manchester; elles avaient une section assez convenable, quoique la table inférieure fût un peu petite. La fonte venait de Bierley. Les expériences étaient faites pour déterminer d'abord la résistance extrême de ces poutres, et pour reconnaître aussi la différence de résistance que présentait la fonte de fer, suivant qu'elle est faite au fourneau à manche ou au fourneau à air.

Voici d'ailleurs les dimensions de la poutre et les résultats des expériences :

Dimensions des poutres.

Hauteur à une extrémité.	0m.305
Hauteur à l'autre extrémité.	0m.267
Largeur de la nervure de l'arête supérieure aux extrémités.	0m.064
Largeur du rebord aux extrémités.	0m.102

Dimensions de la section au milieu (fig. 77).

Aire de la table supérieure. . .	7c.6 × 1c.9 = 14cq.52
Aire de la table inférieure. . . .	21c.0 × 13c.2 = 67cq.11

qu'on porte à 71,62, y compris l'accroissement du renforcement en tasseau à la jonction de la partie verticale avec la table inférieure.

Épaisseur de la partie verticale.	0m.016
Hauteur de la poutre au milieu.	0m.43

La distance entre les supports était de 5m.50.

(*) La formule de l'auteur est $w = \frac{fbd^2}{nl}$, où w est le poids rompant en livres, b et d sont exprimés en pouces et l en pieds.

La valeur moyenne de f est 16 505 livres par pouce quarré et la valeur moyenne de n est 2.63.

Dans le tableau qui suit, les flexions sont comptées en centimètres.

Poids appliqués sur les poutres en tonnes.	1re POUTRE fondue au fourneau à manche; rompue sous une charge de 22 tonnes.		2e POUTRE fondue dans le fourneau à manche; rompue sous une charge de 25 tonnes.		3e POUTRE fondue au fourneau à air chaud; rompue sous une charge de 28 tonnes.	
	Flexion.	Flexion permanente.	Flexion.	Flexion permanente.	Flexion.	Flexion permanente.
2	0.255	»	»	»	»	»
4	0.459	»	0.357	»	0.357	»
6	0.663	»	»	»	»	»
8	1.020	0.204	0.612	0.204	0.816	0.051
10	1.275	0.255	»	»	»	»
12	1.530	0.306	1.326	0.306	1.632	0.402
14	1.836	0.357	»	»	»	»
16	2.040	0.408	1.836	0.306	1.785	0.204
18	2.397	0.408	»	»	»	»
20	2.754	0.510	2.397	0.408	2.397	0.375
22	2.958	»	2.754	0.510	2.703	0.408
24	»	»	3.111	0.632	3.060	»
25	»	»	»	»	3.315	0.612
26	»	»	»	»	3.417	0.765
27	»	»	»	»	3.670	0.893
28	»	»	»	»	»	»

2. Expériences faites par M. Gooch pendant qu'il était chargé de la surveillance des travaux du chemin de fer de Leeds à Manchester.

Dimensions de la section de la poutre au milieu (fig. 78).

Table supérieure. . . 15c.24 sur 3c.81, surface. . . 58cq.07
Table inférieure. . . 20c.32 sur 3c.81, surface. . . 77cq.42
Épaisseur de la partie verticale. 3c.81
Hauteur de la poutre. 23c.00
Distance entre les supports. . . 3m.56
Poids de la poutre. 572k.00

POIDS en tonnes dont la poutre a été chargée.	FLÈCHE produite en centimètres.	OBSERVATIONS.
3.55	0.254	Après la charge de 17t.250, la poutre a été déchargée et son élasticité n'a pas semblé altérée. La fonte dont cette poutre était composée était un mélange contenant: 1t.00 de fonte de Colebrooke vale. 1t.50 de fonte du Staffordshire. 1t.50 de fonte écossaise. Rompue à 20 centimètres du centre.
4.56	0.381	
5.57	0.445	
6.59	0.559	
7.61	0.635	
9.25	0.762	
10.150	0.838	
17.250	2.794	
20.300	»	

M. Gooch, en rendant compte de cette expérience, observe que la section transversale et quelques-unes des autres dimensions de cette poutre ne correspondent pas à la forme la plus favorable et la plus économique, mais que cette forme était nécessitée par les circonstances.

3. Expériences faites par M. Hodgkinson sur deux poutres en fonte du viaduc de jonction, entre les chemins de fer de Manchester à Liverpool et de Leeds.

Les deux poutres dont on va parler étaient fondues pour un viaduc passant à travers Salford. Elles n'ont pas la meilleure forme pour résister à la rupture, mais leurs grandes dimensions donnent un intérêt de plus aux expériences auxquelles on les a soumises.

Plusieurs poutres ayant été fondues sur le même modèle, l'auteur de cet ouvrage fut prié par les fondeurs, MM. Ormerod, de Manchester, de diriger les expériences faites sur une poutre de chaque espèce.

La résistance de ces poutres étant beaucoup trop considérables pour que l'épreuve fût faite à la manière ordinaire, en plaçant un poids au milieu de la poutre, l'auteur employa le procédé suivant (voir *fig.* 51) : la poutre fut retournée sens dessus dessous, sa table inférieure étant placée en dessus, le milieu était supporté latéralement par des supports et sur une traverse, munie d'un appareil sur lequel elle pouvait tourner comme sur un axe. Cette traverse était disposée de façon à s'appuyer sur deux autres poutres de dimensions à peu près égales à celles de la poutre à éprouver.

Une extrémité de ces poutres et celle correspondante de la poutre à essayer étaient réunies par un fort boulon; l'autre extrémité de cette dernière poutre était reliée à l'extrémité opposée des deux poutres formant support, comme l'indique la figure. On voulait rompre la poutre supérieure au milieu par une force appliquée à une extrémité; pour

obtenir cet effet, un puissant levier, forgé exprès, était appliqué à l'extrémité susceptible de mouvement, ayant un point d'appui sur les poutres formant support et un point d'action à l'extrémité de la poutre éprouvée. Il résulte de cette disposition que l'effort exercé à l'extrémité de la poutre n'était que la moitié de celui exercé au milieu.

Pour observer facilement les flexions, on avait une règle droite de même longueur que la poutre et placée au-dessus d'elle de façon à ne s'appuyer que sur les extrémités. Les quantités dont la flexion variait en raison des poids appliqués, étaient mesurées au moyen d'une longue règle en forme de coin, graduée sur un côté, et qu'on introduisait entre la règle fixe et droite et la poutre. Il est entendu que dans la mesure de la flexion, on retranchait la distance observée, lorsque la poutre portait un poids donné, de celle mesurée quand la poutre ne portait aucun poids.

Les expériences furent faites avec un très-grand soin et avec tous les éléments nécessaires pour la réussite.

La première poutre avait deux petites nervures ou tables une en haut, l'autre en bas, réunies par une forte partie verticale, comme l'indique le dessin, la seconde était plus haute et plus forte et n'avait de nervure horizontale qu'à la partie inférieure.

Voici d'ailleurs les dimensions de ces poutres et les résultats des expériences :

Première poutre (fig. 79).

			centimètres.
Section de la table supérieure.			13.0 sur 5.91
Section de la table inférieure.			50.7 sur 5.30
Épaisseur en.	$a = 5^c.2$	Moyenne. . .	5.2
Épaisseur en	$b = 5^c.4$		
Épaisseur en	$c = 5^c.3$		
Hauteur de la poutre au milieu.			77.5
Distance entre les supports.			$8^m.36$
Longueur totale de la poutre			$8^m.77$

Deuxième poutre (fig. 80).

		centimètres.
Épaisseur moyenne de la table inférieure. . . .		7.9
Largeur moyenne de la table inférieure.		61.0
Hauteur totale de la poutre.		92.0
Épaisseur de la partie verticale en	$a = 7^c.9$	Moyenne. . 8c,3
Épaisseur de la partie verticale en	$b = 8^c.4$	
Épaisseur de la partie verticale en	$c = 8^c.5$	
Distance entre les supports.		$7^m.04$
Longueur totale de la poutre.		$7^m.47$

Poids de la poutre : 6 150 kilogrammes.

Résultats des expériences.

POIDS appliqués à l'extrémité des poutres.	POIDS appliqués au milieu des poutres.	FLEXION au milieu des poutres. 1re poutre.	2e poutre.	OBSERVATIONS.
tonnes.	tonnes.	cent.	cent.	
9 844	18 688	0 79	0.25	Sous la charge de 77 798 kilog. au milieu, la 1re poutre s'est rompue probablement par suite d'une secousse accidentelle.
13 610	27 220	1.19	0.36	
17 875	35 750	1.55	9.43	
22 142	44 284	1.85	0.51	
26 407	52 814	2.21	0.58	
30 673	61 346	2.59	0.69	
34 938	69 870	2.95	0.79	L'expérience faite sur la 2e poutre a dû être interrompue à la charge de 135 192 kilog., parce que l'appareil avait été forcé et menaçait de se rompre.
38 829	77 798	3.28	0.89	
43 470	86 940	»	0.97	
47 736	95 472	»	1.07	
52 001	104 002	»	1.17	
56 267	112 534	»	1.30	
60 533	121 066	»	1.40	
64 798	129 596	»	1.50	
69 064	138 128	»	1.63	
73 330	146 660	»	1.73	
77 596	155 192	»	»	

4. Expériences de M. Francis Bramah.

Les deux tables qui suivent donnent les résultats obtenus, par M. Bramah, en 1834, sur des poutres de la section ⊥. Quoique cette forme donne les poutres moins fortes que celles à double T, elle n'en est pas moins intéressante, parce qu'elle est facile à couler et présente encore une grande résistance.

Le premier tableau s'applique à des poutres pleines dans toute leur longueur ; le deuxième tableau correspond à des poutres évidées.

Les résultats de ces expériences s'accordent assez bien avec ceux des expériences de l'auteur.

On voit, par l'examen des poids qui ont occasionné la rupture des dernières poutres, la grande différence de résistance que présente une poutre, suivant qu'elle est placée avec la nervure horizontale en dessus ou en dessous.

M. Hodgkinson présente, en outre, les épreuves de M. Bramah comme un avertissement du danger qu'il y a à employer des poutres évidées.

TABLE I. — *Expériences de M. Bramah sur des poutres en fonte dont la section au milieu est indiquée par la fig. 81.*

La largeur de la table était de 0m.0381, — l'épaisseur de la poutre en tous les points était 0m.0131, — la hauteur de la section au milieu était de 0m.076, — et la distance entre les supports de 0m.94.

POIDS placé sur un plateau agissant avec un levier représenté par 12.	POIDS réel placé sur la poutre.	POUTRE de la forme (*fig.* 45); rompue avec la nervure en bas. ⊥ P. 10k.088	POUTRE semblable à la précédente, mais rompue avec la table en dessus. T Poids 9k.878	LA SECTION du milieu de cette poutre était pareille à celle des poutres 1 et 2 mais vers les extrémités, sa hauteur était réduite à la moitié; rompue ainsi ⊥ Poids 7k.708	MÊME FORME de section. La hauteur réduite aux 2/3 aux extrémités de la poutre; rompue ainsi ⊥ Poids 8k.050	POUTRE semblable à la précédente, mais prise sens dessus dessous. T Poids 7k.935
kilog.	kilog.	flèche.	flèche.	flèche.	flèche.	flèche.
25.37	304.56	0.07	0.06	0.10	0.11	0.09
50.74	609.12	0.14	0.12	0.18	0.196	0.185
76.12	913.44	0.20	0.19	0.27	0.29	0.29
104.49	1 217.66	9.26	0.27	0.37	0.365	0.36
126.86	1 522.32	0.32	0.34	0.47	0.46	0.51
152.21	1 826.496	0.375	0.42	0.56	0.56	»
164.69	1 876.68	0.44	0.46	0.60	0.61	»
177.58	2 130.96	0.47	»	0.65	0.665	»
190.26	2 283.12	0.52	»	»	0.72	»
202.96	2 435.52	»	»	»	0.78	»
226.31	2 739.72	»	»	»	0.89	»
241.00	2 892.00	»	»	»	1.00	»
Poids causant une altération d'élasticité (*a*).		732k.784	869k.760	869k.760	858k.688 flèche permanente, 0c.0101	848c,016
Poids causant la rupture.		2 359k.224	2 077k.456	2 777k.796	2 966k.056	1 145k.164 (*b*)

(*a*) Il est entendu que ce poids n'est pas le premier qui eût altéré l'élasticité (puisque le plus petit poids produit cet effet), mais celui qui a rendu l'altération très-sensible.

(*b*) Il y avait une bulle dans la fonte.

Table II.

Les poutres de ce tableau ne diffèrent des précédentes que par un évidement au milieu. — La section au milieu est représentée *fig.* 82.
— La hauteur de la poutre au milieu, à moins d'indication contraire, est de 0m.076.— La distance entre les supports est de 0m.94

Poids placés sur un plateau avec un levier de 12.	Poids réel appliqué au milieu de la poutre.	Poutre, *fig.* 46. ⊥ Poids 7k.05	Poutre de même modèle. T Poids 7k.80	Poutre, *fig.* 47. ⊥ Poids 7k.88	Poutre de même modèle. T Poids 8k.33	Poutre, *fig.* 48. ⊥ Poids 7 kil.	Poutre de même modèle. T	Poutre, *fig.* 49. Hauteur au milieu 0 092. ⊥ Poids 7k.77	Poutre de même modèle. T	Poutre, *fig.* 50. Même aire de section au milieu que la dernière. ⊥ Poids 7k.75	Poutre de même modèle. T
kilog.	kilogr.	flèche.	flèche.	flèche.	flèche.	flèche.	flèche.	flèche.	flèche.	flèche.	flèche.
12.69	152.28	0.127	0.122	0.04	0.04	0.06	0.07	0 03	0 025	0.02	0.02
25.38	304 56	0.25	0.254	0.10	0.09	0.12	0 13	0 07	0.06	0 05	0 05
25.052	456.624	0 39	0 39	0.14	0.13	0.18	0.20	0.10	0.10	0.07	0.076
44 394	532.728	0.46	0.48	»	»	»	»	»	»	»	»
50.76	609.12	»	»	0.19*	0 18*	0.23	0.276	0.13	0.127	0.10	0.079
63.86	826.32	»	»	0.23	0.23	0.287	0.34	0,16	0 15	0.11	0.106
76 12	913.44	»	»	0 29	0.29	0.35	0.42	0.19*	0.19*	0.13	0.13
81.60	979.20	»	»	»	0.317	»	0.45	»	»	»	»
88.79	1065.48	»	»	0.34	»	0 42	»	0.22	0.218	0.15	»
101.49	1217.88	»	»	0 396	»	0.48	»	0.26	0.25	0.175	»
114.156	1369.872	»	»	0.45	»	0.55	»	0.28	0 28	0.20	»
126.80	1522.32	»	»	0.51	»	0.66	»	0.31	»	0.23	»
139.524	1674.213	»	»	0.57	»	»	»	0.34	»	0.25	»
152.208	1826.496	»	»	0.62	»	»	»	0.37	»	0.28	»
177.58	2130.96	»	»	0.74	»	»	»	0.44	»	0.34	»
202.96	2435.52	»	»	»	»	»	»	0.51	»	0.40	»
228.31	2739.72	»	»	»	»	»	»	0.58	»	0.47	»
241.00	1892.00	»	»	»	»	»	»	0.61	»	0.51	»
253.68	3044.16	»	»	»	»	»	»	0.66	»	»	»
266 36	3196.32	»	»	»	»	»	»	0 69	»	»	»
Poids causant la rupture...		543k.600	532k.728	2174k.400	1000k.224	1543k.324	1021k.968	3218k.112	1500k.336	2935k.44	1065k.456

Nota. Les * indiquent les flexions pour lesquelles l'altération de l'élasticité a eté sensible.
⊥ indique que la poutre a été rompue ayant sa table horizontale en dessous ;
T indique que la poutre a été rompue ayant sa table horizontale en dessus.

5. Expériences de M. Cubitt.

MM. Henri de la Bèche et Thomas Cubitt furent chargés en 1844, par le gouvernement, de rechercher la cause de la chute d'un moulin à coton à Oldham, dans le Lancashire, et d'une partie de la prison de Northleach (Gloucestershire), ils joignirent à leur rapport les résultats des expériences faites à Manchester sur la résistance et la meilleure forme des poutres et colonnes.

M. Cubitt y ajouta quelques expériences sur une assez grande échelle, et dont on donne ici un extrait.

Toutes les poutres étaient sensiblement du même poids, environ 540 kilogr. ; elles avaient $4^m.88$ de long, et étaient placées sur des supports distants de 4^m57. Les six premières poutres étaient uniformes d'un bout à l'autre, la septième et la huitième étaient amincies vers les extrémités.

FORME de la section et numéros de l'expérience.	Dimensions de la table inférieure.	Dimensions de la table supérieure.	Épaisseur de la partie verticale	Hauteur totale.	Aire de la section.	Poids appliqués au milieu.	Flèches.	Indication du poids qui cause la rupture.	Flexion permanente (*set*).	Observations.
	cent.	cent.	cent.	cent.		kilogr.	cent.		cent.	
1re expérience. (*Fig.* 83) Les cotes inscrites sur les figures sont en millimètres.	12.75 sur 4.04	6.55 sur 2.18	2.18 en haut 3.10 en bas	18.00	»	1	0.67	»	0.28	(a)
						3	1.85	»	0.19	
						5	3.26	»	0.38	(b)
						6	3.91	»	0.47	
						7	4.57	R.	»	
2e expérience. (*Fig.* 84)	12.95 sur 4.04	6.6 sur 2.18	2.34 en haut 3.25 en bas	18.00	»	1	0.67	»	0.04	
						3	1.84	»	0.15	
						5	3.10	»	0.31	
						7	4.47	»	0.61	
						7.125	4.55	R.	»	
3e expérience. (*Fig.* 85)	12.83 sur 2.66	6.55 sur 2.21	2.36	27.25	»	1	0.21	»	0.05	
						3	0.75	»	0.10	
						5	1.16	»	0.15	
						7	1.63	»	0.20	
						9	2.18	»	0.27	
						11	2.69	»	0.36	
						11.50	2.82	R.	»	

(a) Les dimensions sont en centimètres, ainsi que les flèches, et les poids sont exprimés en tonnes. On a négligé les fractions de tonnes, c'est-à-dire qu'on considère la tonne anglaise comme égale à la tonne française.

(b) La lettre R. indique le poids qui a causé la rupture de chaque poutre.

Suite des expériences de M. Cubitt.

FORME de la section et numéro de l'expérience.	Dimensions de la table inférieure.	Dimensions de la table supérieure.	Épaisseur de la partie verticale.	Hauteur totale	Aire de la section.	Poids appliqués au milieu.	Flèches.	Indication du poids qui cause la rupture.	Flexion permanente (set).	Observations.
	cent.	cent.	cent	cent.		tonnes.	cent.		cent.	
4e expérience.	13.11	6.71	2.67	27.25	»	1	0.21	»	»	
	sur	sur				3	0.70	»	0.04	
(*Fig.* 86)	2.67	2.24				5	1.19	»	0.08	
						7	1.65	»	0.13	
						9	2.14	»	0.22	
						11	2.65	»	0.51	
						12	2.87	R.	»	
5e expérience.	12.90	6.55	1.85	32.50	»	1	0.18	»	0.35	(c)
	sur	sur				3	0.46	»	0.07	
(*Fig.* 87)	2.24	1.65				5	0.77	»	0.132	
						7	1.19	»	0.187	
						9	1.52	»	0.216	
						10	1.73	»	»	
						10.25	1.78	R.	»	
6e expérience.	12.98	6.70	2.41	32.51	»	1	0.16	»	0.01	
	sur	sur				3	0.40	»	0.03	
(*Fig.* 88)	2.77	2.39				5	0.68	»	0.06	
						7	0.99	»	0.10	
						9	1.29	»	0.14	
						11	1.63	»	0.18	
						13	1.95	»	0.23	
						15	2.29	»	0.33	
						15,75	2.39	R	»	
7e expérience.	10.50	»	2.21	35.56	»	2	0.38	»	0.04	(d)
	sur	»	en haut			6	1.04	»	0.14	
(*Fig.* 89)	2.54	»	2.41			10	»	»	0.20	
		»	en bas			12	2.39	»	0.28	
		»				12.37	2.46	R.	»	
8e expérience.	15.00	6.91	1.73	44.00	»	2	0.19	»	»	(e)
	sur	sur				6	0.66	»		
(*Fig.* 90)	2.13	2.12				10	1.17	»		
						14	1.68	»		
						16	1.93	R.		

(*c*) Défaut dans la table inférieure
(*d*) Altération à la table inférieure.
(*e*) La flexion permanente n'a pas été mesurée, mais elle était sensible sous une charge de 1 tonne.

CHAPITRE IV.

COMPARAISON ENTRE LES PROPRIÉTÉS DE LA FONTE OBTENUE DANS LES FOURNEAUX A AIR CHAUD ET DE CELLE FABRIQUÉE DANS LES FOURNEAUX A AIR FROID.

M. Hodgkinson fut invité conjointement avec M. Fairbairn, par la société britannique pour l'avancement des sciences, à faire des expériences comparatives entre la fonte préparée à l'air chaud et celle préparée à l'air froid. Les résultats de ces expériences ont été publiées dans un rapport inséré dans le 6e volume de l'Association britannique, en 1838 (*). M. Hodgkinson se contente d'en donner dans son livre les résultats principaux, en y ajoutant ceux des expériences de M. Fairbairn sur la résistance transversale.

Tableau comparatif (**).

Les quantités désignées par chacune des colonnes de ce tableau étant représentées par 1 000 pour la fonte préparée à l'air froid sont représentées pour la fonte préparée à l'air chaud par les nombres inscrits dans ce tableau.

DÉSIGNATION des fontes.	Résistance à l'extension.	Résistance à la compression.	Résistance transversale moyenne de toutes les expériences	Résistance calculée. Résistance aux chocs.	Résistance transversale des barres de 2.54 quarrés et posées sur des supports éloignés de 1m.37.	Flexion extrême de ces barres.	Poids spécifiques.
Carron n° 2 (Écosse). . .	8.09	9.97	991	1005	973	1018	997
Devon n° 3 (Écosse). . . .	»	»	1417	2786	1199	1380	991
Buffery, n° 1 (Angleterre).	769	925	931	962	942	1058	989
Coed Talon n° 2 (Galles) .	884	1012	»	1234	1010	»	1002
Carron n° 3 (Écosse). . . .	1250	1156	»	1201	1179	»	989
Coed Talon n° 3	»	»	»	925	927		»
Elsicar, F. A. F., et. . . . Milton, F. C. C., n° 1. . . .	»	»	»	875	818	»	»
Muirkirk, n° 1	»	»	»	823	922	»	»

On a remarqué, à l'article de la résistance transversale,

(*) Le rapport de M. Hodgkinson porte pour titre : *Report on the Tensile, crushing, and Transverse Strengths of several Kinds of Iron.*

(**) La manière dont les expériences ont été faites, les appareils

que les barres, fondues sur un modèle de 2°.54 de côté, avaient présenté quelques irrégularités à la fonte. L'auteur a eu soin, pour comparer la résistance transversale de ces barres, de corriger les résultats obtenus de manière à les ramener et les appliquer à une section de 2°.54 carrés exactement. La résistance des barres aux chocs a été obtenue en multipliant le poids causant la rupture d'une barre de 2°.54 carré, par la flexion extrême (la longueur était toujours la même). M. Hodgkinson ne donne pas de démonstrations de cette manière de calculer, il renvoie à son cinquième rapport à l'Association britannique, où il a établi l'exactitude de ce procédé.

Le tableau précédent contient les résultats d'un très-grand nombre d'expériences, faites avec le plus grand soin sur des fontes anglaises, galloises et écossaises que les fonderies fournissent le plus souvent. On voit dans ce tableau que les fontes marquées n° 1, qui sont plus douces et plus belles que celles des n°s 2 et 3, perdent à être traitées à l'air chaud; puisque la fonte de cette nature, préparée à l'air chaud, résistait moins à la rupture que celle obtenue à l'air froid, que cette rupture soit causée par une force extensive, compressive, transversale ou impulsive.

Les fontes n° 2 étant plus dures que celles n° 1 présentent moins de différence dans leurs résistances que ces dernières. Pour la fonte Carron n° 2, sur laquelle il a été fait un très-grand nombre d'expériences, la résistance transversale de la fonte préparée à l'air chaud et celle de la fonte préparée à l'air froid sont entre elles comme 99 et 100, et leur pouvoir de résistance aux chocs est la même.

---

employés ayant été décrits dans le cours de l'ouvrage, on n'y reviendra pas ici; de plus la plupart des résultats des expériences ayant aussi été donnés précédemment, on s'est contenté de réunir dans un tableau les rapports des résistances de deux natures de fonte aux diverses actions auxquelles on les a soumises.

Pour le Coed Talon n° 2, les résistances transversales et les pouvoirs de résistance aux chocs sont représentés par les rapports : 101 : 100 et 123 : 100. Pour les deux natures de fontes (Carron n° 2 et Coed Talon n° 2), la résistance à l'écrasement est la même pour les fontes préparées à air chaud et à air froid ; mais la résistance à l'extension de la fonte à l'air chaud n'est environ que les 9/10 de celle de la fonte à air froid.

Les fontes n° 3 semblent généralement, tant pour l'aspect que pour la force, gagner à être préparées à l'air chaud. Ainsi, pour la fonte Carron n° 3, celle préparée à l'air chaud est supérieure à celle obtenue à l'air froid pour résister à l'extension, à la compression, à un effort transversal ou à un choc, dans un rapport approchant de celui de 6 à 5. Cependant la fonte Coed Talon n° 3, préparée à l'air chaud, résiste moins (dans le rapport de 93 à 100) à un effort transversal ou à un choc que celle préparée à l'air froid.

La fonte Devon n° 3, donne à l'air chaud une fonte faible et irrégulière ; mais la fonte obtenue à l'air froid, de cette espèce, est la plus résistante que M. Hodgkinson ait examiné.

Dans ces expériences, la fonte préparée à l'air chaud ne diffère ordinairement de la fonte à l'air froid que par le mode de fabrication. La première est obtenue dans un fourneau à houille, dont le feu est activé par un courant d'air chaud, tandis que la seconde est fondue avec du coke dont la combustion est activée par un courant d'air froid.

La difficulté qu'ont éprouvée les observateurs (MM. Fairbairn et Hodgkinson) à obtenir des fabricants, des fontes préparées de ces deux manières, avec les mêmes éléments, a réduit le nombre de leurs expériences qu'ils auraient désiré rendre plus considérable.

Cependant M. Hodgkinson pense qu'on peut admettre les conclusions suivantes :

L'introduction d'un courant d'air chaud dans la fabrica-

tion de la fonte de fer a nui à la qualité des fontes douces, tandis qu'elle a fréquemment adouci et amélioré les fontes d'une nature dure. Si on considère, en outre, que les fontes n° 2 n'ont subi par ce procédé qu'une petite altération, tandis que celles n° 3 semblent avoir été améliorées, et si on tient compte de la grande économie que procure l'insufflation par l'air échauffé, on comprend facilement que ce sont là de bonnes raisons, suffisantes pour expliquer l'emploi si général de ce procédé : mais on doit avouer cependant, que la facilité que ce courant d'air chaud donne, d'altérer la fonte par des mélanges, a introduit dans le commerce des variétés de fontes de beaucoup inférieures en qualité à celles qui ont servi de comparaison dans les expériences, et auxquelles s'appliquent les formules et les principaux résultats contenus dans cet ouvrage (*).

(*) On a supprimé complétement dans la traduction les deux derniers articles de l'ouvrage de M. Hodgkinson.

Le premier est intitulé : *Theoretical inquiries with regard to the strength of beams* (Recherches théoriques sur la résistance des poutres).

Et le deuxième : *Resistance to torsion* (Résistance à la torsion).

Ces deux articles sont purement théoriques et ne peuvent présenter qu'un intérêt secondaire aux ingénieurs français.

NOTES DU MÉMOIRE PRÉCÉDENT.

NOTE A.

Toutes les expériences rapportées dans l'ouvrage de M. Hodgkinson ont été faites sur des fontes anglaises, écossaises ou galloises, mais les moyennes des résultats obtenus peuvent évidemment s'appliquer aux fontes françaises et donner les limites extrêmes de leur résistance aux efforts d'extension, de compression et de flexion.

Cependant, il peut être utile, dans certains cas, d'obtenir pour une nature de fonte déterminée des résultats plus précis, et comme les fontes françaises diffèrent généralement des fontes de la Grande-Bretagne, il est indispensable d'avoir un point de comparaison.

Le tableau suivant formé au moyen des données de M. Hodgkinson remplit ce but; il sera facile en effet, au moyen de ce tableau, de trouver pour une fonte française donnée, une fonte éprouvée par M. Hodgkinson qui s'en approchera suffisamment (du moins pour les trois caractères donnés dans le tableau) pour que l'on puisse appliquer à la fonte française, la moyenne des résultats obtenus pour la fonte étrangère correspondante.

Il est fâcheux que M. Hodgkinson n'ait pas donné pour chaque fonte une description aussi détaillée que possible de sa texture intérieure. C'eût été un moyen précieux de rapprochement et de comparaison.

Tableau des propriétés physiques des fontes qui ont servi aux expériences de MM. Hodgkinson et Fairbairn.

NOMS DES FONTES.		Poids spécifiques.	COULEUR.	QUALITÉ.
Ponkey n° 3.	F.A.F.	7.122	Gris blanchâtre. . .	Dure.
Devon n° 3.	F.A.C.	7.251	Blanche.	Dure.
Oldberry n° 3.	F.A.C.	7.300	Blanche.	Dure.
Carron n° 3.	F.A.C.	7.056	Gris blanchâtre. . .	Dure.
Coed Talon n° 3.	F.A.C.	6.970	Gris un peu sombre.	Dure.
Beaufort n° 3.	F.A.C.	7.069	Gris un peu sombre.	Dure.
Butterley.		7.038	Gris noir.	Douce.
Bute n° 1.	F.A.F.	7.066	Gris blanchâtre. . .	Douce.
Wind mill End n° 2.	F.A.F.	7.071	Gris noir.	Dure.
Old Park n° 2.	F.A.F.	7.049	Gris.	Douce.
Carron n° 2	F.A.F.	7.066	Gris sombre.	Un peu dure.
Beaufort n° 2.	F.A.C.	7.108	Gris sombre.	Douce.

Suite du tableau des propriétés physiques.

NOMS DES FONTES.	Poids spécifiques.	COULEUR.	QUALITÉ.
Low-Moor n° 2. . . . . F.A.F.	7.055	Gris noir.	Douce.
Low-Moor n° 3. . . . . F.A.F.	7.052	Gris noir	Un peu plus dure.
Buffery n° 1 . . . . . F.A.F.	7.079	Gris	Un peu dure.
Carron n° 2 . . . . . F.A.C.	7.046	Bleu grisâtre.	Un peu dure.
Brimbo n° 2 . . . . . F.A.F.	7.017	Gris clair	Un peu dure.
Apedale n° 2. . . . . F.A.C	7.017	Gris clair	Roide.
Oldberry n° 2 . . . . . F.A C.	7.059	Gris noir	Un peu douce.
Pentwyn n° 2	7.038	Gris blanchâtre. . .	Dure.
Maesteg n° 2.	7.038	Gris noir.	Un peu douce.
Muirkirk n° 1. . . . . F.A.F.	7.113	Gris brillant.	Fluide.
Adelphi n° 2. . . . . F.A.F.	7.080	Gris clair.	Douce.
Blaina n° 3. . . . . F.A.F.	7.159	Gris brillant.	Dure.
Devon n° 3. . . . . F.A.F.	7.205	Gris clair	Dure.
Gartsherrie n° 3. . . . . F.A.C.	7.017	Gris clair	Douce.
Frood n° 2. . . . . F.A.F.	7.031	Gris clair.	Franche.
Lane End n° 2.	7.028	Gris noir	Douce.
Carron n° 3 . . . . . F.A.F.	7.094	Gris.	Douce.
Dundyvan n° 3. . . . . F.A.F.	7.087	Gris sombre.	Un peu douce.
Maesteg (marque rouge).	7.038	Gris bleuâtre	Fluide.
Corbyn's hall n° 2.	7.007	Gris.	Douce.
Pontypool n° 2.	7.080	Bleu foncé.	Un peu douce.
Wallbrook n° 3.	6.979	Gris clair	Un peu dure.
Milton n° 3. . . . . F.A.C.	7.051	Gris.	Un peu dure.
Buffery n° 1. . . . . F.A.C.	6.998	Gris foncé.	Douce.
Level n° 1 . . . . . F.A.C.	7.080	Gris clair.	Douce.
Pant n° 2.	6.977	Gris clair	Un peu dure.
Level n° 2. . . . . F.A.C.	7.031	Gris sombre.	Douce.
W. S. S. n° 2.	7.041	Gris clair.	Douce.
Eagle foundry n° 2. . . . . F.A.C.	7.038	Gris bleuâtre. . . .	Douce.
Elsicar n° 2. . . . . F.A.F.	8.028	Gris	Douce.
Varteg n° 2 . . . . . F.A.C.	7.007	Gris	Douce.
Coltham n° 1. . . . . F.A.C.	7.128	Gris blanchâtre. . .	Un peu douce.
Carroll n° 2. . . . . F.A.F.	7.069	Gris	Dure.
Muirkirk n° 1. . . . . F.A.C.	6.953	Gris blanchâtre. . .	Douce.
Bierley n° 2	7.185	Gris noir	Douce.
Coed Talon n° 2. . . . . F.A.C.	8.969	Gris éclatant.	Douce.
Coed Talon n° 2. . . . . F.A.F.	8.955	Gris	Un peu dure.
Monkland n° 2. . . . . F.A.C.	6.918	Gris bleuâtre	Un peu dure.
Ley's Works n° 2 . . . . . F.A.C.	6.957	Gris blanchâtre. . .	Un peu dure.
Milton n° 1. . . . . F.A.C.	6.978	Gris.	Douce et fluide.
Plaskynaston n° 2. . . . . F.A.C	6.916	Gris clair	Un peu douce.
Fontes à l'anthracite :			
Ynisced wyn anthracite n° 1. F.A.C.	7.078	Bleu grisâtre.	Douce.
— — n° 2. F.A C.	7.091	Bleu grisâtre.	Plus dure.
— — n° 3. F.A.C.	7.168	Gris blanchâtre. . .	Un peu plus dure.
Ystalifera anthracite :			
1° Echantillon n° 1 . . F.A.C.	6.992	Gris bleuâtre. . . .	
2° Echantillon n° 1 . . F.A.C.	7.008		
1° Echantillon n° 2 . . F.A.C.	7.053	Gris noir.	Un peu plus dure.
2° Echantillon n° 2 . . F.A.C.	7 258		
1° Echantillon n° 3 . . F.A.C.	7.133	Gris blanchâtre. . .	
2° Echantillon n° 3 . . F.A.C.	7.352		

NOTE B.

Effets des changements de température, des chocs et des vibrations sur les constructions en fonte.

En terminant son ouvrage sur la résistance et les diverses propriétés de la fonte de fer, M. Hodgkinson appelle l'attention sur un mémoire de M. Georges Rennie, sur la dilatation des arcs par suite des changements ordinaires de température, et le recommande au lecteur désireux d'avoir des renseignements sur les effets de dilatation et de contraction dans les constructions.

Ce mémoire contient des expériences sur le relèvement des arcs du pont de Southwark qui est construit en fonte de fer avec trois rangs d'arches dans la longueur, et contient environ 5 650 tonnes de fonte. M. Rennie a fait des expériences sur la flèche des arcs de chaque rangée, et il en résulte que le relèvement d'un arc dont l'ouverture est de 75 mètres et la flèche de $7^{m}.03$ est d'environ $0^{m}.113$ pour une variation d'un degré centigrade (la variation était de 1/40 de pouce pour un degré Farenheit, ce qui fait $1^{m}.25$ pour une différence de 50°).

M. Rennie a donné des tables de ses propres expériences sur la dilatation du fer et du bois, il y joint celles de M. Destigny, et conclut qu'il n'y a pas plus de danger à redouter pour la stabilité des arcs en fonte que pour ceux en bois, de ces effets de dilatation et de contraction; car lorsque les extrémités des arcs sont solidement encastrées, ces arcs n'ont pas d'autre altération que de s'abaisser ou de se relever.

Les effets produits par les chocs et les vibrations sur les corps, et particulièrement la fonte de fer, ont donné lieu à un grand nombre de recherches, et l'on peut consulter à ce sujet un mémoire de M. Hodgkinson sur les effets des chocs sur les poutres, dans le cinquième rapport de l'Association britannique, en 1835.

Le traducteur a fait des expériences dans l'été de 1852 sur la dilatation des arcs en fonte du viaduc du port de Lormont (sur le chemin de fer de Tours à Bordeaux, près Bordeaux). Ce viaduc est formé de quatre travées de 13 mètres d'ouverture, les arcs ont une flèche de $1^{m}.50$; il y a six arcs par travée. Pendant les expériences qui ont duré soixante-dix heures, dont quarante-sept heures sans interruption, la température a varié de 14° au-dessus de 0 à 51°,

l'abaissement maximum du sommet de l'arc, au-dessus de son niveau primitif, a été de $0^m.00345$, le relèvement maximum a été de $0^m.0039$. Il résulte des expériences que le mouvement moyen du sommet de l'arc est de $0^m.004$ par une variation d'un degré centigrade dans la température.

NOTE C.

Formule empirique pour le calcul des dimensions des poutres en fonte.

Soit l la longueur de la poutre (fig. 91) entre les points d'appui; P le poids dont elle doit être chargée. On aura :

$$h = \sqrt[3]{Pl},$$
$$e = \frac{1}{15} h,$$
$$t = \frac{3}{5} d.$$

Quant aux épaisseurs e' et e'', il est bon, pour faciliter le coulage et éviter des ruptures aux jonctions, de prendre pour ces épaisseurs des valeurs égales à celles de e ou peu différentes.

On peut donc poser : $e' = e'' = e$.

Enfin, reste à déterminer la valeur de t'.

Si l'on remarque :

1° Que la table supérieure d'une poutre résiste à un effort de compression, tandis que la table inférieure résiste à un effort de traction;

2° Que la résistance de la fonte de fer à la traction est sept fois plus faible que la résistance de la même substance à la compression, il est naturel de donner à la table supérieure une surface sept fois moindre que l'aire de la table inférieure, et si les hauteurs sont les mêmes, on aura :

$$t' = \frac{1}{7} t,$$

Si e' et e'' ne sont pas égales, on aura :

$$e't = 7e''t', \quad \text{d'où} \quad t' = \frac{1}{7} t \frac{e'}{e''}.$$

Dans la formule $h = \sqrt[3]{Pl}$, P est exprimé en tonnes anglaises;

h et l, en pouces anglais. Pour transformer cette formule en une applicable aux mesures françaises, il faut transformer la tonne anglaise en tonnes françaises, les pouces anglais en centimètres.

On aura alors : $h = 1.85\sqrt[3]{P.l.}$

Formule dans laquelle P est exprimé en tonnes françaises ; h et l en centimètres.

Cette formule donne des résultats assez satisfaisants.

SUPPLÉMENT.

1° TABLEAU DES EXPÉRIENCES FAITES AUX ATELIERS DU CHEMIN DE FER A ARLES, EN AVRIL 1853, SUR DES BARRES DE FONTE DE 3 MÈTRES DE LONGUEUR, 0m.10 ET 0m.05 DE CÔTÉ,

ET COURT EXTRAIT DU RAPPORT* SUR LE VIADUC EN FONTE DE TARASCON,

Par MM. COLLET-MEYGRET et DESPLACES,

INGÉNIEURS DES PONTS ET CHAUSSÉES.

* Le rapport complet et les nombreux tableaux qui l'accompagnent font partie des *Annales des ponts et chaussées*, année 1854.

2° NOTE* SUR LA VALEUR DU COEFFICIENT D'ÉLASTICITÉ DE LA FONTE A L'APPUI DU RAPPORT SUR LE VIADUC DE TARASCON,

Par M. BAUMGARTEN, ingénieur en chef des ponts et chaussées.

* Cette note est textuellement extraite des *Annales des ponts et chaussées*, année 1855.

(Q) *Tableau des expériences faites aux ateliers du chemin de fer à Arles, en avril* 1853,
Sur des barres de fonte de 3 mètres de longueur, 0m.10 et 0m.05 de côté.

INDICATION DES BARRES ESSAYÉES, de leur poids p par mètre courant, du mode de chargement, de la portée L, de la charge et des formules employées pour calculer R et E.		Numéros d'ordre des observations faites pendant un même essai.	Pression exercée au point de chargement. P.	Flexion totale observée en millimètres. F.	Flexion permanente observée en millimètres. F'.	Flèche élastique $f_n = F_n - F'_n$ en millimètres.	MODULE d'élasticité résultant de la charge totale E.	COEFFICIENT de résistance à la rupture.	OBSERVATIONS.
			kil.						
Fourchambault. Résistance à la compression dans le sens de la longueur. $L=2^m.50$, $p=36.54$. $E=\frac{LP}{fS}$.	A	1	5 000	0.88	»	0.88	2 799 000 000	»	$f=F_n-F'_n$ est le raccourcissement élastique. $S=0.1105\times0.50=$ section des barres soumises à l'épreuve. Les barres avaient 3 m. de long. mais le raccourcissement n'a été observé que sur la longueur de 2m.50 au moyen de la superposition d'une autre barre de fonte.
		2	7 500	1.35	»	1.35	2 738 000 000		
		3	10 000	1.80	»	1.80	2 738 000 000		
	B	1	5 000	0.83	»	0.83	2 968 000 000		
		2	7 500	1.31	»	1.31	2 820 000 000		
		3	10 000	1.80	»	1.80	2 738 000 000		
Résistance à la flexion, les barres étant posées à plat sur deux appuis et chargées à leurs extrémités. $L=1.00$, $E=\frac{P}{f}\times\frac{4L^3}{bh^3}+\frac{1}{f}\times\frac{3pL^4}{2bh^3}$.	A	1	»	»	1.40	»	»	»	$f=F_n-F'_n$, $b=0^m.1015$, $h=0^m.05$. Le module d'élasticité est calculé sur la flèche élastique, c'est-à-dire celle qui se reproduirait si la charge était alternativement enlevée et replacée.
		2	158	14.50	2.70	11.80	4 586 000 000		
		3	370	32.60	3.80	28.80	4 291 000 000		
		4	450	36.40	4.00	32.40	4 512 000 000		
	B	1	»	»	1.20	»	»		
		2	158	13.25	2.00	11.25	4 812 000 000		
		3	370	29.75	3.12	26.83	4 543 000 000		
		4	500	33.40	3.60	29 80	5 435 000 000		
Même expérience, les barres étant posées de champ.	A	1	»	»	1.00	»	»	»	$b=0.05$, $h=0^m.1015$.
		2	158	3.80	1.00	2.80	8 061 000 000		
		3	370	7.60	1.00	6.60	5 877 000 000		
		4	450	8.20	1.30	6.90	6 509 000 000		
		5	600	9.20	1.30	7.90	7 138 000 000		
		6	750	10.70	1.40	9.30	7 308 000 000		
		7	900	12.30	1.50	10.80	7 346 000 000		
Même formule.	B	1	»	»	0.50	»	»		Ces essais n'avaient pas altéré l'élasticité des barres A et B.
		2	158	3.40	0.50	2.90	7 783 000 000		
		3	370	7.00	0.50	7.10	5 463 000 000		
		4	450	8.40	0.80	7.80	5 758 000 000		
		5	600	9.50	0.80	8.70	6 481 000 000		
		6	750	10.10	1.00	9.10	7 488 000 000		
		7	900	12.00	1.30	10.70	7 415 000 000		

Résistance à la flexion, les barres étant posées à plat sur deux appuis et chargées au milieu.	A	1	»	»	1.60	»	»	$b=0^m.1015$, $h=0^m.05$, $p=36^k.54$.
		2	424	19.00	2.50	16.50	8 979 000 000	
		3	576	27.00	3.00	24.00	8 122 000 000	
		4	739	34.80	3.70	31.10	7 240 000 000	
$L=2.50$, $E=\left(\frac{P}{f}\times\frac{L^3}{4bh^3}\right)+\left(\frac{1}{f}\times\frac{5pL^4}{32bh^3}\right)$, $R=P\times\frac{3L}{4bh^2}+\frac{3pL^2}{4bh^2}$.	B	1	»	»	0.50	»	»	19 887 000
		2	424	17.20	1.40	15.80	9 375 000 000	Cet essai n'avait pas altéré l'élasticité de la barre A.
		3	576	23.80	1.80	22.00	8 860 000 000	
		4	729	31.50	3.00	28.50	7 875 000 000	
		5	1 300	cassée	»	»	»	La cassure indiquait une mauvaise coulée, grains inégaux et petits poils.
Même expérience, les barres étant posées de champ.	A	1	»	»	0.00	»	»	
		2	424	4.50	0.10	4.40	8 167 000 000	
		3	576	6.00	0.30	5.70	8 280 000 000	$b=0^m.05$, $h=0^m.1015$, $p=36^k.54$.
		4	729	7.60	0.50	7.10	8 271 000 000	
		5	872	9.20	0.70	8.50	8 178 000 000	
		6	1 022	11.00	0.90	10.10	7 982 000 000	
		7	1 171	12.70	1.10	11.60	7 910 000 000	
Même formule.		8	2 900	cassée	»	»	»	20 473 000
Même notation.	B	1	»	»	0.20	»	»	Même observation que pour la cassure de la barre B, le grain de la barre A était cependant préférable.
		2	424	5.00	0.30	4.70	7 645 000 000	
		3	576	6.80	0.40	6.40	7 390 000 000	
		4	729	6.50	0.60	7.90	7 442 000 000	Cet essai n'avait pas altéré l'élasticité de la barre B.
		5	872	10.00	0.90	9.10	7 638 000 000	
		6	1 022	11.80	1.10	10.70	7 535 000 000	
		7	1 171	13.80	1.30	12.50	7 340 000 000	
Torteron. Même expérience, les barres étant posées à plat.	C	1	»	»	1.00	»	»	
		2	424	16.75	2.25	14.50	11 798 000 000	
		3	576	23.00	3.00	20.00	9 702 000 000	$b=0^m.102$, $h=0^m.05$, $p=36^k.72$.
		4	729	30.25	3.50	26.75	9 007 000 000	
		5	872	38.50	6.00	32.50	8 746 000 000	21 256 000
		6	1 022	48.00	8.50	39.50	8 372 000 000	
		7	1 171	60.00	13.00	47.00	8 007 000 000	Cassure assez satisfaisante.
		8	1 314	76.25	21.00	55.00	7 639 000 000	
		9	1 486	cassée	»	»	»	
Même formule. Même notation.	D	1	»	»	1.50	»	»	$b=0^m.10$, $h=0^m.05$, $p=36^k.00$.
		2	424	14.50	2.00	12.50	12 606 000 000	
		3	576	21.50	2.50	19.00	10 394 000 000	»
		4	729	26.10	3.00	25.10	9 777 000 000	L'élasticité de la barre D ne se trouvait pas altérée.

Suite des expériences faites aux ateliers du chemin de fer à Arles.

INDICATION DES BARRES ESSAYÉES, de leur poids p par mètre courant, de mode de chargement, de la portée L, de la charge et des formules employées pour calculer R et E.		Numéros d'ordre des observations faites pendant un même essai.	Pression exercée au point de chargement. P.	Flexion totale observée en millimètres. F.	Flexion permanente observée en millimètres. F'.	Flèche élastique $f_n = F_n - F'_n$ en millimètres.	MODULE d'élasticité résultant de la charge totale E.	COEFFICIENT de résistance à la rupture.	OBSERVATIONS.
			kil.						
Torteron (suite).	C	1	»	»	0.00	»	»	»	$b=0^m.05$, $h=0^m.102$, $p=36^k.72$.
		2	424	3.00	0.00	3.00	11 813 000 000		
		3	576	4.50	0.10	4.40	10 597 000 000		
		4	729	6.00	0.25	5.75	10 068 000 000		
		5	872	7.50	0.50	7.00	9 774 000 000		
Même expérience; les barres étant posées de champ.		6	1 022	9.00	0.75	8.25	9 753 000 000		L'élasticité de la barre C ne se trouvait pas altérée.
		7	1 171	10.75	1.00	9.75	9 275 000 000		
	D	1	»	»	0.90	»	»		
		2	424	4.80	1.10	3.70	10 140 000 000		
Même formule.		3	576	6.00	1.50	4.50	10 959 000 000		
		4	729	7.50	1.80	5.70	10 763 000 000		$b=0^m.05$, $h=0^m.10$, $p=36$ kil.
		5	872	9.20	1.90	7.30	9 934 000 000		
Même notation.		6	1 022	11.00	2.00	9.00	9 360 000 000	20 078 000	
		7	1 171	12.80	2.10	10.70	8 961 000 000		
		8	1 459	16.00	2.20	13.80	»		
		9	1 744	20.00	2.30	17.70	»		Cassure assez satisfaisante, un peu moins homogène que celle de la barre C.
		10	2 043	24.80	3.80	21.00	»		
		11	2 342	30.40	5.20	25.20	»		
		12	2 630	cassée	»	»	»		
		1	»	»	0.25	»	»		
		2	424	14.25	1.50	12.75	11 568 000 000		
		3	576	19.25	1.75	17.50	11 094 000 000		
		4	729	24.00	2.00	22.00	10 959 000 000		
		5	872	29.50	2.75	26.75	10 674 000 000		
Tamaris.	E	6	1 022	35.50	3.50	32.00	10 345 000 000	25 128 000	Cassure satisfaisante.
Même expérience, les barres étant posées à plat.		7	1 171	42.25	5.00	37.25	10 128 000 000		
		8	1 314	49.50	6.50	43.00	9 379 000 000		
		9	1 403	53.50	»	»	»		
		10	1 557	57.00	»	»	»		
Même formule.		11	1 650	cassée	»	»	»		
		1	»	»	1.10	»	»		$b=0^m.1008$, $h=0^m.05$, $p=36^k.28$.
Même notation.	F	2	424	13.60	1.50	12.10	12 333 000 000	»	L'élasticité de la barre F n'était pas altérée.
		3	576	18.50	1.60	16.90	11 607 000 000		
		4	729	23.70	2.30	21.40	11 383 000 000		

Même expérience, les barres étant posées de champ.	E	1	»	»	0.00	»	»		$b=0^m.0503$, $h=0^m.10$, $p=36^k.246$.
		2	424	3.80	0.25	3.55	10 513 000 000		
		3	576	5.30	0.50	4.80	10 235 000 000		
		4	729	6.75	0.75	6.00	10 107 000 000		
		5	872	8.00	0.90	7.10	10 157 000 000		
		6	1 022	9.50	1.00	8.50	9 854 000 000		L'élasticité de la barre E n'était pas altérée.
		7	1 171	10.50	1.00	9.50	10 085 000 000		
Même formule.	F	1	»	»	0.20	»	»		
		2	424	3.60	0.20	3.40	11 826 000 000		
		3	576	5.10	0.30	4.80	10 492 000 000		
		4	729	6.40	0.40	5.80	10 331 000 000		
		5	872	7.60	0.50	6.90	10 252 000 000		$b=0^m.05$, $h=0^m.1008$. $p=36^k.29$.
		6	1 022	9.20	0.70	8.50	9 944 000 000		
		7	1 171	10.30	0.80	9.50	10 070 000 000		
Même notation.		8	1 459	12.20	1.00	11.00	»	23 642 000	
		9	1 744	15.40	1.20	14.00	»		
		10	2 043	18.20	2.00	16.00	»		
		11	2 342	21.50	2.50	18.80	»		Cassure assez satisfaisante, un peu moins homogène que celle de la barre E.
		12	2 520	24.00	3.00	20.80	»		
		13	2 654	26.00	3.80	22.00	»		
		14	2 810	27.20	4.20	22.80	»		
		15	2 926	28.80	5.00	23.60	»		
		16	3 212	cassée	»	»	»		
Fourchambault, Torteron, Tamaris. Résistance à la flexion, la pièce étant encastrée et chargée à son extrémité.	A'	1	424	24.20	2.50	21.70	8 160 000 000	18 427 000	$b=0^m.1015$, $h=0^m.05$.
		2	600	38.00	3.00	34.20	5 581 000 000		
		3	700	45.40	5.50	39.90	5 531 000 000		
		4	780	cassée	»	»	»		Même cassure que A.
1re expérience, les barres étant posées à plat.	B'	1	424	21.00	0.50	20.50	8 518 000 000		
		2	600	33.40	2.60	30.80	6 142 000 000	17 882 000	Même cassure que B.
		3	760	cassée	»	»	»		
$L=1.00$, $E=\frac{P}{f}\times\frac{4L^3}{bh^3}+\frac{1}{f}\times\frac{3PL^4}{2bh^3}$, $R=P\times\frac{6L}{bh^2}+\frac{3PL^2}{bh^2}$.	C'	1	424	20.00	1.00	19.00	7 001 000 000		$b=0^m.102$, $h=0^m.05$.
		2	600	29.80	2.60	27.00	6 972 000 000		
		3	800	49.20	9.00	40.20	6 243 000 000	24 706 000	
		4	900	66.00	»	»	»		
		5	1 050	cassée	»	»	»		Belle cassure.
	F'	1	424	18.00	»	16.00	8 418 000 000		$b=0^m.1006$, $h=0^m.05$.
		2	600	25.50	2.00	23.50	6 105 000 000		
		3	800	40.50	4.40	36.10	7 035 000 000	22 819 000	
		4	900	49.80	6.20	43.10	6 629 000 000		
		5	950	cassée	»	»	»		Même cassure que F.

Suite des expériences faites aux ateliers du chemin de fer à Arles.

INDICATION DES BARRES ESSAYÉES, de leur poids p par mètre courant, du mode de chargement, de la portée L. de la charge et des formules employées pour calculer R et E.		Numéros d'ordre des observations F-Res pendant un même essai.	Pression exercée au point de chargement. P.	Flexion totale observée en millimètres. F.	Flexion permanente observée en millimètres. F'.	Flèche élastique $f_n = F_n - F'_n$ en millimètres.	MODULE d'élasticité résultant de la charge totale E.	COEFFICIENT de résistance à la rupture.	OBSERVATIONS.
			kil.						
		1	424	6.50	»	6.50	4 991 000 000		$b = 0^m.05$, $h = 0^m.1015$.
		2	600	8.80	»	8.80	5 557 000 000		
Fourchambault, Torteron, Tamaris (suite).	A''	3	800	13.00	0.80	12.20	5 017 000 000	13 398 000	Cassure très-mauvaise, garnie de grains séparés et contenant quelques poils.
		4	1 000	17.30	1.50	15.80	4 811 000 000		
		5	1 150	cassée	»	»	»		
		1	424	7.70	0.80	6.90	4 701 000 000		$b = 0^m.05$, $h = 0^m.102$.
2e expérience, les barres étant posés de champ.	B''	2	800	14.20	1.80	12.40	4 855 000 000	15 145 000	
		3	4 000	17.00	3.00	14.00	5 465 000 000		Cassure irrégulière, quoique un peu moins que A''.
		4	1 300	cassée	»	»	»		
		1	424	3.60	»	3.60	8 872 000 000		
		2	800	8.80	»	8.80	6 848 000 000		$b = 0^m.05$, $h = 0^m.102$.
		3	1 000	11.50	»	11.50	6 550 000 000		
Même formule.	C''	4	1 200	17.00	0.60	16.40	5 512 000 000	22 491 000	
		5	1 400	25.80	3.10	22.70	4 850 000 000		Cassure moins belle que C, apparence de quelques poils.
		6	1 600	29.00	5.50	23.50	5 086 000 000		
		7	1 950	cassée	»	»	»		
		1	424	5.20	»	5.20	8 350 000 000		
		2	800	9.20	»	9.20	6 792 000 000		
Même notation.	F''	3	1 200	14.40	»	14.40	6 509 000 000	21 967 000	Cassure un peu moins égale que F.
		4	1 600	20.80	2.00	18.80	6 645 000 000		
		5	1 850	cassée	»	»	»		

Dans ces dernières expériences, il n'y a pas lieu de tenir compte du poids du barreau, les pressions ayant été exercées dans un plan horizontal. A' et A'', B' et B'', C' et C'', F' et F'' sont les deux moitiés des barreaux A, B, C, F cassés dans les expériences précédentes, alors qu'ils étaient posés sur deux appuis. On ne doit pas attribuer la diminution des valeurs de E à ce que l'élasticité des barreaux cassés entre deux appuis aurait été altérée, puisque, dans des circonstances semblables, les expérimentateurs anglais, notamment Hodgkinson, trouvent pour le demi-barreau une valeur de E plus grande que pour le barreau entier, lorsqu'ils essayent, dans les deux cas, avec une charge entre deux points d'appui.

Il résulte des indications fournies par les cassures que les barres A et B sont d'une fusion irrégulière et renferment des poils qui sont surtout accumulés à une extrémité, de sorte qu'il ne faut pas considérer comme normales les valeurs de R qui leur sont relatives; quant aux valeurs de E, elles ne sont probablement que très-peu altérées, surtout en ce qui concerne la compression par bout et la charge entre deux appuis.

Les barres C, D, E, F ont un grain assez régulier pour qu'on puisse généraliser les valeurs de R et de E qui leur sont relatives.

Toutes les barres avaient une légère courbure initiale comme on le voit en considérant leurs flèches sous leur propre poids seulement.

« ..... Pour les pièces de fonte usuelles, la résistance » moyenne à la rupture par flexion est toujours au moins » R = 20 000 000 et augmente à mesure que la pièce con- » sidérée est plus petite ou comporte un plus grand nombre » de nervures jusqu'à R = 40 000 000 ; tandis que l'élas- » ticité, propriété inversement proportionnelle au coeffi- » cient désigné par E, correspond au moins à un raccour- » cissement de $0^m.00008$ par mètre de longueur pour une » pression de 1 kilogramme par millimètre quarré de sec- » tion, c'est-à-dire à E = 12 000 000 000, et augmente à » mesure que la pièce considérée a de plus fortes dimen- » sions; à mesure aussi qu'elle est moins rigidement as- » semblée en s'élevant jusqu'à un raccourcissement de » $0^m.00033$ par mètre de longueur pour une pression de » 1 kilogramme par millimètre quarré de la section, c'est- » à-dire à E = 3 000 000 000. »

NOTE

SUR LA

VALEUR DU COEFFICIENT D'ÉLASTICITÉ DE LA FONTE

A L'APPUI DU RAPPORT DE MM. COLLET-MEYGRET ET DESPLACES

SUR LE VIADUC DE TARASCON.

Par M. BAUMGARTEN, ingénieur en chef des ponts et chaussées.

J'ai lu avec le plus vif intérêt le remarquable travail que MM. Collet-Meygret et Desplaces viennent de publier dans les *Annales des ponts et chaussées* sur le viaduc de Tarascon; ils établissent dans ce mémoire que la valeur du module d'élasticité de la fonte E, qui est évalué à 12 milliards dans presque tous les traités de mécanique et aide-mémoire, peut bien convenir à des pièces de petites dimensions, mais que pour celles qui ont des dimensions un peu considérables, telles qu'elles sont employées dans les constructions, cette valeur de E est beaucoup trop forte.

Ayant eu occasion, lorsque j'étais chargé de la construction du chemin de fer de Creil à Saint-Quentin pour la compagnie du Nord, de faire des expériences directes sur des pièces de fonte de dimensions plus considérables que celles qui ont servi aux expériences citées dans le tableau précédent, que ces ingénieurs ont dressé à l'appui de leur rapport, et ayant trouvé des résultats qui justifient leurs appréciations, je crois utile de les porter à la connaissance des lecteurs des *Annales*.

J'ai opéré sur deux poutres d'essai, coulées à cet effet par MM. Pinard frères, en 1847, dans leur fonderie de Marquise (Pas-de-Calais), ayant 3 mètres de portée entre les points d'appui et chargées à leur milieu par des poids augmentant progressivement de 220 kilogrammes environ : je mesurai la flèche, avec un compas d'épaisseur, à un dixième de millimètre, à partir de la position qu'elles avaient prise lorsqu'elles ne supportaient que leur propre poids et celui du plateau et de l'appareil d'épreuve qui pesaient 100 kilog.

La poutre n° 1 avait la forme d'un T renversé (⊥) de $0^m.184$ de hauteur à son milieu et de $0^m.100$ seulement vers les points d'appui; son épaisseur était de $0^m.024$, celle de la nervure inférieure de $0^m,025$ et la largeur de cette nervure de $0^m.152$. Cette poutre pesait 177 kilogrammes.

La pièce n° 2 avait la forme d'un double T (I) de $0^m.200$ de hauteur au milieu et de $0^m.103$ seulement vers les points d'appui; son épaisseur, ainsi que celle des nervures, était de $0^m.030$, ces dernières avaient $0^m.058$ de largeur, et la poutre pesait 165 kilogrammes.

La fonte était de deuxième fusion, de couleur grise, à grain fin. La forme longitudinale de ces poutres était parabolique; pour celle n° 1, la hauteur Z en un point quelconque, mesurée à une distance x du milieu de la pièce, peut être représentée par l'équation :

$$Z = 0.184 - 0.034x^2,$$

et pour celle n° 2 par l'équation :

$$Z = 0.200 - 0.0432x^2.$$

Le tableau suivant donne les résultats des expériences que j'ai faites.

POIDS ou charge au milieu.	FLÈCHES de la poutre.		Observations.	POIDS ou charge au milieu.	FLÈCHES de la poutre.		Observations.
	n° 1 (T).	n° 2 (T).			n° 1 (T).	n° 2 (T).	
kil.				kil.			
100	0.0000	0.0000	(a)	8.619	0.0213	0.0208	
321	0.0015	0.0010		8.840	0.0220	0.0210	
542	0.0020	0.0015		9.061	0.0225	0.0215	
763	0.0025	0.0020		9.282	0.0230	0.0220	
984	0.0030	0.0025		9.503	0.0235	0.0225	
1205	0.0035	0.0030		9.724	0.0240	0.0230	
1426	0.0040	0.0035		9.945	0.0245	0.0235	
1647	0.0045	0.0040		10.166	0.0255	0.0245	(b)
1866	0.0050	0.0045		10.387	0.0260		
2089	0.0055	0.0050		10.608	0.0265		
2310	0.0060	0.0055		10.829	0.0270		
2531	0.0065	0.0060		11.050	0.0280		
2752	0.0070	0.0065		11.271	0.0285		
2973	0.0075	0.0070		11.492	0.0290		
3194	0.0080	0.0080		11.713	0.0300		
3315	0.0085	0.0085		11.934	0.0305		
3536	0.0090	0.0090		12.155	0.0310		
3757	0.0095	0.0095		12.376	0.0320		
3978	0.0100	0.0100		12.597	0.0325		
4199	0.0115	0.0105		12.818	0.0330		
4420	0.0120	0.0110		13.039	0.0340		
4641	0.0130	0.0115		13.260	0.0350		
4862	0.0135	0.0120		13.481	0.0355		
5083	0.0140	0.0125		13.702	0.0360		
5304	0.0143	0.0130		13.923	0.0370		
5526	0.0145	0.0135		14.144	0.0375		
5746	0.0150	0.0140		14.365	0.0380		
5967	0.0150	0.0145		14.586	0.0395		
6188	0.0153	0.0150		14.807	0.0400		
6409	0.0155	0.0155		15.028	0.0410		
6630	0.0160	0.0160		15.249	0.0420		
6851	0.0170	0.0165		15.470	0.0430		
7072	0.0175	0.0170		15.691	0.0440		
7293	0.0180	0.0175		15.912	0.0450		
7514	0.0185	0.0180		16.133	0.0460		
7735	0.0190	0.0185		16.354	0.0470		
7956	0.0200	0.0190		16.575	0.0480		
8177	0.0205	0.0195		16.796	0.0490		
8398	0.0210	0.0200		17.020	0.0500		(c)

(a) Ce poids de 100 kilog. représente celui de l'appareil d'épreuve sous lequel on a commencé à mesurer les flèches.
(b) Rupture à 10 270 kilogrammes.
(c) Rupture.

Si ces pièces étaient prismatiques, au lieu d'être paraboliques, c'est-à-dire si elles avaient partout la même hauteur Z, on calculerait facilement la valeur de E au moyen de la relation connue :

$$E = \frac{L^3 . P}{3f . M}$$

dans laquelle L égale la demi-longueur, P la moitié de la charge au milieu, f la flèche et M le moment d'inertie par

rapport au centre de gravité de la section transversale. Mais M étant variable avec x, cette formule ne peut plus servir, et en recourant à l'équation différentielle :

$$E\frac{d^2y}{dx^2}=\frac{P}{M}(L-x)$$

pour calculer la flèche ou la valeur de y, correspondant à $x=1^m.50$ dans ce cas, on arrive, en raison de la nature de la fonction de M en x, à une équation qu'il est difficile d'intégrer. J'ai alors cherché la solution en partageant la demi-longueur L de la poutre en m parties égales, ayant chacune sur toute leur étendue une valeur constante de Z et de M; on peut calculer ainsi facilement la flexion de chacune de ces parties auxquelles correspondent des valeurs M_1, M_2, M_3..., M_m de M et la somme de ces flexions partielles sera égale à la flexion cherchée avec d'autant plus d'approximation que m sera plus grand ; je suis ainsi arrivé à la formule :

$$f=\frac{L^3.P}{3E.m^3}\left(\frac{3(m-1)m+1}{M_1}+\frac{3(m-2)(m-1)+1}{M_2}+\frac{3(m-3)(m-2)+1}{M_3}+\ldots\right.$$
$$\left.+\frac{3(m-n)(m-n+1)}{M_n}+\ldots+\frac{3.3.4+1}{M_{m-3}}+\frac{3.2.3+1}{M_{m-2}}+\frac{3.1.2+1}{M_{m-1}}+\frac{1}{M_m}\right),$$

dont il est facile de vérifier *à posteriori* l'exactitude, car si $M_1=M_2=M_3=\ldots$, $M_n=\ldots$, M_m, on doit retomber sur la formule qui convient à une pièce prismatique ; et en effet, si l'on cherche par le calcul aux différences finies la valeur de

$$\Sigma_1^{m-1}[(3m-n)(m-n+1)+1]\Delta_n$$

qui représente la somme des numérateurs des m termes de la formule qui ont pour dénominateurs M_1, M_2..., etc., et dans laquelle $\Delta_n=1$, on trouve que cette quantité est égale à m^3, et qu'ainsi on retrouve :

$$f=\frac{L^3.P}{3.E.m^3}\cdot\frac{m^3}{M}=\frac{L^3.P}{3.E.M}.$$

Je crois que cette nouvelle formule, qui permet de calculer la flexion d'une pièce quelconque non prismatique, peut être très-utile aux constructeurs.

Si l'on fait, par exemple, $m = 10$, on a :

$$f = \frac{L^3.P}{3.E} \cdot \frac{1}{1000} \left(\frac{1}{M_{10}} + \frac{7}{M_9} + \frac{19}{M_8} + \frac{37}{M_7} + \frac{61}{M_6} + \frac{91}{M_5} + \frac{128}{M_4} + \frac{127}{M_3} + \frac{217}{M_2} + \frac{271}{M_1} \right),$$

M_1 étant le moment d'inertie de la partie la plus rapprochée du milieu pour un solide chargé au milieu et reposant librement sur deux appuis, ou du point d'encastrement si le solide est encastré à une extrémité et chargé à l'autre.

Si l'on fait $m = 6$, on aura :

$$f = \frac{L^3 P}{3E} \cdot \frac{1}{216} \left(\frac{1}{M_6} + \frac{7}{M_5} + \frac{19}{M_4} + \frac{37}{M_3} + \frac{61}{M_2} + \frac{91}{M_1} \right).$$

On voit que la série des numérateurs est toujours la même.

J'ai trouvé, de cette manière, qu'en faisant $m = 10$ pour la pièce n° 1, on arrive par des calculs fort expéditifs par leur régularité à

$$E = \frac{L^3.P}{3.f} \cdot 48662.5 = 54747 \cdot \frac{P}{f}, \quad \text{pour } L = 1^m.50.$$

Pour la pièce n° 2, j'ai trouvé, en faisant $m = 6$ seulement :

$$E = 41768 \frac{P}{f}.$$

J'ai pu, ainsi, calculer, pour chaque pièce, les valeurs de E correspondant à différentes valeurs de P. Le tableau suivant renferme les résultats de ces calculs.

P	VALEURS DE f		VALEURS DE E	
	pour la pièce n° 1.	pour la pièce n° 2.	pour la pièce n° 1.	pour la pièce n° 2.
kil.				
1 436.5	0 0075	0.0070	10 690 000 000	8 570 000 000
2 933.5	0.0150	0 0145	10 870 000 000	8 440 000 000
3 928.0	0.0200	0.0190	10 950 000 000	8 640 000 000
4 922.5	0.0245	0.0235	11 200 000 000	8 750 000 000
6 027.5	0.0315	»	10 690 000 000	»
7 353.5	0 0400	»	10 250 000 000	»
8 460.0	0.0500	»	9 420 000 000	»
		Moyennes.	10 590 000 000	8 600 000 000

On voit que ces valeurs de E diffèrent sensiblement de celle de 12 000 000 000 admise généralement et est assez d'accord avec celles du tableau coté Q dans le Rapport de MM. Collet-Meygret et Desplaces, dans lequel E varie de 7 240 000 000 à 12 006 000 000 pour les pièces posées comme celle-ci, sur deux appuis et chargées au milieu; mais tous ces résultats démontrent que E peut varier très-notablement d'une pièce de fonte à une autre (*voir* la note A, page 144).

La pièce n° 1 n'a pu se rompre que sous une charge de 17 020 kilogrammes, et celle n° 2 a rompu sous la charge de 10 270 kilogrammes, quoiqu'elle n'ait pesé que 12 kilogrammes de moins.

En désignant par Z' la distance de la fibre soumise à l'extension la plus éloignée du centre de gravité de la section, et par p le poids du mètre courant de la pièce, la formule

$$R = \frac{Z'\left(P + \frac{pL}{2}\right)L}{M}$$

donne pour le coefficient R de la résistance à la rupture

Pour la première pièce $\frac{0.059(8510+44)1.5}{0.00002444} = 30\,500\,000$

Pour la deuxième pièce $\frac{0.100(5135+41)1.5}{0.000032} = 24\,300\,000$

Ces quantités, qui expriment la charge que les fibres extrêmes de la fonte soumises à l'extension supportent par mètre quarré au moment de la rupture sont très-notablement supérieures à celles que l'on obtient directement en soumettant toutes les fibres d'une barre de fonte également à l'extension, ainsi que M. Hodgkinson l'a fait sur dix-sept échantillons de fonte ayant $0^m.60$ de large et 7 centimètres quarrés de section, et il a trouvé que le plus faible échantillon a rompu sous une charge de 7 770 000 kilogrammes, et le plus fort sous celle de 18 110 000 kilogrammes et que la moyenne a été de 11 000 000 kilogrammes.

J'avais songé à expliquer une partie de cette discordance en remarquant que, d'après les expériences anglaises de M. Hodgkinson, la valeur de E est un peu plus grande pour les cas d'allongement que pour les cas de raccourcissement; en effet, cet expérimentateur a cru pourvoir déduire de ses nombreuses expériences pour ces deux cas les valeurs suivantes :

$$E_a = 9.69568000\left[1 - 0.0194\,\frac{a}{L}\right],$$

$$E_r = 9.092180000\left[1 - 0.00445\,\frac{r}{L}\right],$$

a et r étant les allongements et les raccourcissements d'une pièce de longueur L. Mais en appliquant ces valeurs à notre pièce n° 1, j'ai trouvé que la fibre neutre ne s'éloignait du centre de gravité que de $0^m.005$ et qu'il n'en résultait qu'une diminution insensible dans la valeur correspondante de R.

Si au lieu de prendre la formule de M. Navier :

$$R = \frac{Z'PL}{M},$$

on prenait celle plus rigoureuse de M. Barré de Saint-Venant, qui convient surtout au cas où L est très-petit, savoir :

$$R = \frac{3}{8} \cdot \frac{Z'PL}{M} + \frac{5}{8} \sqrt{\left(\frac{ZPL}{M}\right)^2 + \left(\frac{4}{5} \cdot \frac{P}{\Omega} \cdot \frac{E}{G}\right)^2}$$

On trouverait des quantités un peu plus fortes, car on trouverait, pour la pièce n° 1, 30 560 000 au lieu de 30 500 000, et, pour la pièce n° 2, 24 348 000, au lieu de 24 300 000.

Il me semble donc que la théorie de Navier, généralement admise, est en défaut ; elle consiste, comme on sait, à supposer au centre de gravité l'axe transversal d'équilibre, qui coupe perpendiculairement toutes les fibres et dont la longueur n'a pas varié : il y a lieu de penser que, pour la fonte, cet axe est plus bas. On sait aussi que Mariotte et Leibnitz le plaçaient à la partie la plus éloignée de la section par rapport au point de rupture ; en admettant toujours que les forces intérieures étaient proportionnelles à leur distance à l'axe. Galilée plaçait son axe comme Leibnitz, mais il supposait les forces constantes ; il résulte de là que, pour une pièce rectangulaire ayant une hauteur h et une largeur b, on a :

$$R = \frac{6PL}{bh^2} \quad \text{suivant Navier.}$$

$$R = \frac{3PL}{b.h^2} \quad \text{suivant Leibnitz.}$$

$$R = \frac{2PL}{b.h^2} \quad \text{suivant Galilée.}$$

M. Hodgkinson a trouvé que pour représenter les résultats des nombreuses expériences qu'il a faites sur des barreaux de fonte rompus par des efforts transversaux, il fallait :

$$R = \frac{2.63 \times P.L}{h.h^2}.$$

Ce qui porte à croire que l'axe neutre est bien près de l'extrémité de la section, au lieu d'être au centre de gravité,

et que les forces intérieures varient dans un rapport moindre que celui des distances à cet axe.

Si l'on admet l'axe à l'extrémité de la section et que les forces varient comme la racine quarrée des distances, on trouve :

$$R = \frac{5}{2} \cdot \frac{P.L}{b.h^2},$$

ce qui diffère très-peu de la formule empirique de M. Hodgkinson.

Note A. — Si au lieu d'adopter pour les courbes de l'élastique l'équation donnée par M. Navier :

$$y = \frac{P}{E.M}\left(\frac{Lx^2}{2} - \frac{x^3}{6}\right),$$

qui nous a servi dans les calculs ci-dessus, on admettait celle plus rigoureuse de M. Barré de Saint-Venant (Comptes rendus de l'Académie des sciences, tome XVII, page 1023) :

$$y = \frac{Px}{G\Omega} + \frac{P}{EM}\left(\frac{Lx^2}{2} - \frac{x^3}{6}\right),$$

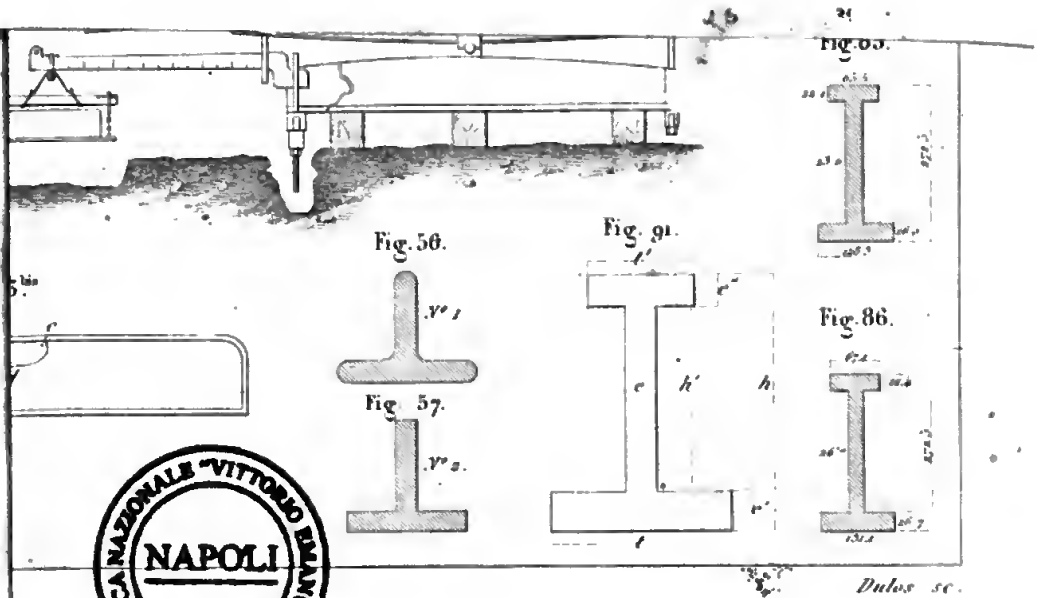
dans laquelle Ω égale la section de la pièce aux points x, y et G le coefficient de glissement qu'il admet égal à $\frac{2}{5}$E, on aurait :

$$E = \left(\frac{L^3}{3M} + \frac{5}{2} \cdot \frac{L}{\Omega}\right)\frac{P}{f},$$

ce qui donnerait pour E des valeurs un peu plus considérables, et, en effectuant les calculs, on trouverait ainsi que, pour la pièce n° 1, la valeur moyenne de E serait 10 690 000 000 au lieu de 10 590 000 000, et pour la pièce n° 2, 8 710 000 000 au lieu de 8 600 000 000 ; on voit que le terme introduit par M. de Saint-Venant peut en réalité être négligé ici à cause de la grande valeur de L, car certainement les erreurs d'observations sont plus fortes que celles que l'on commet en le laissant de côté.

Paris. — Imprimé par E. Thunot et Ce, rue Racine, 26.

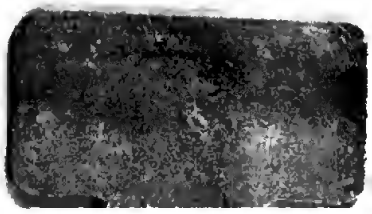
SBN 609892



BIBLIOTECA NAZIONALE "VITTORIO EMANUELE III" - NAPOLI

Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google